



Marco Alexandre Gameiro Lopes

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

**Reconstituição da rotura da barragem das minas
da Fonte Santa: análise do transporte sólido no
vale a jusante**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil

Orientador: Mário Jorge Rodrigues Pereira da Franca, Professor,
FCT-UNL

Júri:

Presidente: Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra

Arguente: Doutor Rui Miguel Lage Ferreira

Vogal: Doutor Mário Jorge Rodrigues Pereira da Franca



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Dezembro de 2012

“Copyright” ©2012 Marco Alexandre Gameiro Lopes, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

AGRADECIMENTOS

Para a realização desta dissertação não podia deixar de exprimir o meu profundo agradecimento a todos os que contribuíram para que este trabalho fosse possível:

Ao meu orientador, Professor Mário Franca, quer pela sua disponibilidade, motivação e incentivo, quer pelos conhecimentos transmitidos ao longo desta dissertação.

Aos meus amigos e colegas, que direta ou indiretamente, contribuíram com apoio e ajuda. A todos gostaria de deixar o meu muito obrigado, em especial aqueles com quem convivi próximo durante esta etapa.

Por último, o meu mais sincero e profundo agradecimento à minha família, pela motivação, paciência e apoio que sempre me transmitiram, pois sem eles não teria chegado onde cheguei.

RESUMO

Na presente dissertação estudam-se, com recurso à modelação numérica, as alterações morfológicas ao longo do vale a jusante da barragem das minas da Fonte Santa decorrentes da rotura desta, ocorrida a 27 de novembro de 2006. Para este efeito utilizou-se como base de dados o hidrograma da onda de cheia resultante da rotura da barragem bem como dados de um levantamento de campo realizado após o incidente, nomeadamente a granulometria do material sólido depositado no leito, estimações de volumes de erosão e deposição ao longo do vale e a geometria deste, antes e após o incidente.

O objetivo do trabalho de modelação matemática é a obtenção da simulação que mais se aproxima aos dados obtidos pelo levantamento feito pouco tempo após o incidente, por intermédio de uma calibração adequada do modelo, para que os efeitos da rotura ao longo do vale, incluindo as alterações morfológicas ao longo do tempo, possam ser reproduzidos e analisados.

As simulações computacionais para o estudo foram feitas com recurso ao programa computacional HEC-RAS, anteriormente calibrado para a presente situação de cheia extrema, recorrendo-se a diferentes fórmulas de transporte sólido. Uma vez que o material constituinte do corpo da barragem juntamente com as lamas depositadas a montante desta foram transportados para jusante, foi necessário criar um hidrograma de sedimentos, de forma a ser considerado na simulação como condição de fronteira de montante. A granulometria dos sedimentos ao longo do vale foi caracterizada de diversas formas, de acordo com as possibilidades oferecidas pelo programa HEC-RAS.

Analisando os resultados verificou-se que, das fórmulas de transporte testadas, a que melhor simulou o transporte sólido ao longo do vale foi a fórmula de Yang. Estes resultados apresentaram uma configuração na relação erosão/deposição de massa de sedimentos ao longo do vale, próxima do esperado. No entanto, os resultados quantitativos obtidos não foram muito próximos do que era previsto. Crê-se que as diferenças registadas relacionam-se com a falta de informação adequada da granulometria de todo o material envolvido no estudo, particularmente, a do leito do rio, com a inadequação do modelo construído para simular a fenomenologia, devendo ainda considerar-se a incerteza associada aos dados do levantamento do terreno.

Palavras-chave: transporte sólido, rotura de barragem, vale a jusante, modelação morfológica

ABSTRACT

In the present dissertation, a numerical study of the morphological changes occurred downstream Fonte Santa tailings dam after its failure on 27th November 2006 is presented. The upstream hydrograph resulted from the dam break as well as data obtained from a field survey conducted in the aftermath of the incident, namely in what concerns particle size of the solid material deposited in the riverbed, estimated erosion and accretion volumes and valley geometry, were used as the basis for the present analysis.

The objective of the present work is to attain a simulation of the incident as close as possible from the observations made *in locum* after the dam break, by an appropriate calibration of the model in order to have the effects of the extreme flood in the valley recorded in the field survey, including the morphological changes, reproduced.

Computer simulations were made with the software HEC-RAS, previously calibrated for the current extreme flood, and by using different sediment transport formula. Since the dam body material together with the mud deposited upstream were transported downstream, a sediment hydrograph to be inserted as upstream boundary condition in the computer simulation was created. The sediment particle size along the valley was characterized by different approaches according to the functional properties allowed by the software HEC-RAS.

Among all tested functions, Yang's transport function is the one that better mimics the downstream valley sediment transport. These results, regarding to erosion/deposition of the sediment mass along the valley configuration, are close to what was observed in the field survey. On the other hand, analyzing quantitative results, these were not as satisfying. It is believed that these differences are related to the lack of information regarding all the sediments precise particle size distribution, particularly in the riverbed, to the inadequacy of the model to simulate adequately the phenomenology as well to the uncertainty associated to the data collected in the field survey.

Keywords: sediment transport, dam failure, downstream valley, morphological modelling

Índice

1.	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Motivação e enquadramento do tema.....	1
1.2	Objetivos da dissertação.....	4
1.3	Estrutura da dissertação.....	5
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	7
2.1	Rotura de barragens.....	7
2.2	Acidentes em barragens de rejeitados de minas.....	9
2.3	Regulamento de segurança de barragens.....	11
2.4	Modelação da onda de cheia decorrente da rotura de barragens.....	11
2.5	Mecânica do transporte sólido.....	13
2.5.1	Considerações gerais.....	13
2.5.2	Início do movimento de sedimentos.....	14
2.5.3	Transporte sólido.....	19
3.	MODELO DE SIMULAÇÃO HIDRODINÂMICA E MORFODINÂMICA - HEC-RAS.....	21
3.1	Considerações gerais.....	21
3.2	Transporte sólido.....	22
3.2.1	Fórmulas de transporte sólido.....	22
3.2.2	Fórmula de Meyer-Peter Müller (1948).....	24
3.2.3	Fórmula Engelund-Hansen (1967).....	24
3.2.4	Fórmula de Ackers-White (1973).....	24
3.2.5	Fórmula de Yang (1973).....	25
3.2.6	Comparação entre as fórmulas de transporte consideradas.....	26
3.2.7	Velocidade de queda das partículas.....	26
3.3	Dados de entrada do modelo.....	27
3.3.1	Geometria do vale.....	27
3.3.2	Hidrograma de cheia.....	31
3.3.3	Hidrograma de montante de caudal sólido.....	34
3.3.4	Granulometria dos sedimentos.....	36
3.3.5	Cálculo da variação da cota do leito.....	38
3.3.6	Calibração da profundidade de erosão do leito.....	39
4.	ANÁLISE DE RESULTADOS.....	41
4.1	Análise dos resultados obtidos pelas diferentes fórmulas de transporte.....	41
4.2	Análise dos resultados obtidos pela fórmula de Yang.....	50

4.2.1	Análise do erro absoluto.....	50
4.2.2	Geometria das secções transversais.....	51
4.2.3	Perfil longitudinal do leito.....	54
5.	CONCLUSÕES.....	57
	Bibliografia.....	59
	ANEXOS.....	63
Anexo A	INTERFACE DO PROGRAMA HEC-RAS.....	63
Anexo B	VARIAÇÃO DO CAUDAL.....	65
Anexo C	MASSA ERODIDA/DEPOSITADA DAS 48 COMBINAÇÕES	71
Anexo D	ERRO ABSOLUTO E PERFIL LONGITUDINAL DO LEITO	79

Índice de Quadros

Quadro 2.1: Exemplos de acidentes registados em barragens de rejeitados (WISE, 2011)	10
Quadro 3.1: Gama de valores para as equações de transporte sólido implementados no modelo HEC-RAS (USACE, 2010)	26
Quadro 3.2: Distância das secções à barragem	28
Quadro 3.3: Hidrograma de cheia considerado neste estudo (Duque, 2011)	31
Quadro 3.4: Hidrograma de cheia considerado neste estudo (Duque, 2011) (continuação)	32
Quadro 3.5: Hidrograma de cheia e hidrograma de sedimentos.....	34
Quadro 3.6: Classificação de sedimentos segundo os seus diâmetros adoptada neste estudo (USACE, 2010).....	36
Quadro 3.7: Massas volúmicas do material constituinte do solo	38
Quadro 4.1: Descrição das combinações de granulometrias utilizadas	42
Quadro 4.2: Combinações das granulometrias com as fórmulas de transporte.....	42
Quadro 4.3: Resultados das 48 combinações: erro médio, variação de massa erodida e variação de massa depositada	43
Quadro B.1: Variação do caudal na secção 32	65
Quadro B.2: Variação do caudal na secção 21	66
Quadro B.3: Variação do caudal na secção 13	67
Quadro B.4: Variação do caudal na secção 10	68
Quadro B.5: Variação do caudal na secção 4	69
Quadro C.1: Massa erodida/depositada das combinações com a fórmula de Yang	71
Quadro C.2: Massa erodida/depositada das combinações com a fórmula de Yang	72
Quadro C.3: Massa erodida/depositada das combinações com a fórmula de Ackers e White	73
Quadro C.4: Massa erodida/depositada das combinações com a fórmula de Ackers e White	74
Quadro C.5: Massa erodida/depositada das combinações com a fórmula de Meyer-Peter Müller	75
Quadro C.6: Massa erodida/depositada das combinações com a fórmula de Meyer-Peter Müller	76
Quadro C.7: Massa erodida/depositada das combinações com a fórmula de Engelund-Hansen	77
Quadro C.8: Massa erodida/depositada das combinações com a fórmula de Engelund-Hansen	78

Índice de Figuras

Figura 1.1: Rotura da barragem de Algodões, 2009 (retirado de: http://elpolvorin.over-blog.es/)	2
Figura 2.3: Localização da barragem de rejeitados da mina da Fonte Santa.....	2
Figura 2.4: Esquema ilustrativo de corte longitudinal da barragem (adaptado de Duque, 2011)	3
Figura 2.5: Vista de montante da barragem (esquema da barragem sem escala específica)	4
Figura 2.6: Vista de jusante da barragem a partir de um ponto alto na margem esquerda (esquema da barragem sem escala específica)	4
Figura 2.1: Esquema ilustrativo de galgamento, em barragem de aterro (adaptado de Powledge <i>et al.</i> , 1989).....	8
Figura 2.2: Mecanismo de erosão interna. (1) Início de erosão interna, (2) Espaços vazios em formas tubulares, (3) Coroamento (adaptado de Foster & Fell, 1999).....	9
Figura 2.7: Esquema das forças atuantes sobre uma partícula de um fundo móvel (retirado de: Cardoso, 1998)	14
Figura 2.8: Diagrama de Shields (retirado de: Cardoso, 1998)	16
Figura 2.9: Velocidade média crítica em função do diâmetro médio das partículas (retirado de: Cardoso, 1998)	18
Figura 2.10: Movimento de partículas em fundo móvel. a) arrastamento de partículas; b) saltação de partículas; c) partículas em suspensão (retirado de: http://www.igc.usp.br/).....	20
Figura 3.1: Esqueto da geometria em planta do vale a jusante da barragem no trecho em estudo.....	29
Figura 3.2: Perfil longitudinal do leito do vale a jusante da barragem no trecho em estudo	29
Figura 3.3: Zona relativa ao primeiro trecho.....	30
Figura 3.4: Zona relativa ao segundo trecho	30
Figura 3.5: Zona relativa ao terceiro trecho	31
Figura 3.6: Caudal máximo ao longo do vale (Santos, 2012)	32
Figura 3.7: Hidrograma de cheia da secção 32 e secção 21 e, variação de caudal introduzida na secção 21 de modo a simular o amortecimento do hidrograma de cheia para jusante desta secção	33
Figura 3.8: Localização das secções onde foi introduzida variação de caudal de modo a simular o amortecimento do hidrograma de cheia ao longo do trecho em estudo	33
Figura 3.9: Hidrograma de cheia e hidrograma de sedimentos na secção da barragem.....	35
Figura 3.10: Curva granulométrica das lamas acumuladas na barragem	36
Figura 3.11: Curvas granulométricas de tout-venant de diâmetros característicos 40 e 20 mm (retirado de: http://www.cimpor-portugal.pt/)	37
Figura 3.12: Curvas granulométricas do solo na segunda parte do vale a jusante da barragem do trecho em estudo.....	38
Figura 3.13: Modificação do leito devido à erosão de sedimento (USACE, 2010)	39
Figura 3.14: Morfologia inicial e final, com diferentes profundidades de erosão; exemplo de cálculo para a secção 38.....	40
Figura 4.1: Quantidade de massa de sedimentos (ton) erodida e depositada ao longo do vale (Duque, 2011).....	41
Figura 4.2: Distribuição da variação da massa ao longo do vale: dados relativos à Combinação 1 - Yang e dados de Duque (2011)	45
Figura 4.3: Distribuição da variação da massa ao longo do vale: dados relativos à Combinação 2 - Ackers e White e dados de Duque (2011).....	46
Figura 4.4: Distribuição da variação da massa ao longo do vale: dados relativos à Combinação 3 - Meyer-Peter Müller e dados de Duque (2011)	47

Figura 4.5: Distribuição da variação da massa ao longo do vale: dados relativos à Combinação 5 - Engelund-Hansen e dados de Duque (2011)	48
Figura 4.6: Distribuição da variação da massa ao longo do vale: dados relativos aos melhores resultados de cada fórmula de transporte e dados de Duque (2011)	49
Figura 4.7: Erro absoluto da solução obtida pela fórmula de Yang	50
Figura 4.8: Morfologia da secção 38, antes e após o acidente obtida pelo HEC-RAS e de acordo com os resultados apresentados em Duque (2011)	51
Figura 4.9: Secção 38, vista de jusante.....	51
Figura 4.10: Morfologia da secção 34, antes e após o acidente obtida pelo HEC-RAS e de acordo com os resultados apresentados em Duque (2011)	52
Figura 4.11: Secção 34, vista de jusante.....	52
Figura 4.12: Morfologia da secção 11, antes e após o acidente obtida pelo HEC-RAS e de acordo com os resultados apresentados em Duque (2011)	53
Figura 4.13: Secção 11, vista de jusante.....	53
Figura 4.14: Comparação da altimetria do leito do vale, antes e após a simulação, com os dados apresentados em Duque (2011)	54
Figura A.1: Interface principal do programa HEC-RAS	63
Figura A.2: Janela das condições iniciais e parâmetros de transporte.....	63
Figura A.3: Janela das condições de fronteira relativas aos sedimentos	64
Figura A.4: Janela do hidrograma de cheia	64
Figura D.1: Erro absoluto da solução obtida pela fórmula de Ackers e White	79
Figura D.2: Erro absoluto da solução obtida pela fórmula de Meyer-Peter Müller	79
Figura D.3: Erro absoluto da solução obtida pela fórmula de Engelund-Hansen	80
Figura D.4: Comparação da altimetria do leito do vale, antes e após a simulação com a fórmula de Ackers e White, com os dados apresentados em Duque (2011).....	81
Figura D.5: Comparação da altimetria do leito do vale, antes e após a simulação com a fórmula de Meyer-Peter Müller, com os dados apresentados em Duque (2011).....	82
Figura D.6: Comparação da altimetria do leito do vale, antes e após a simulação com a fórmula de Engelund-Hansen, com os dados apresentados em Duque (2011).....	83

Lista de símbolos

A	Parâmetro de mobilidade crítica dos sedimentos;
B	Largura do canal;
C_t	Concentração total de sedimentos;
D	Diâmetro das partículas sólidas;
F_D	Força hidrodinâmica do escoamento / força de arrastamento;
F_{gr}	Parâmetro de mobilidade dos sedimentos;
g_s	Taxa de transporte sólido em quantidade de peso por unidade de tempo e largura;
h	Altura de escoamento;
i	Inclinação do leito;
J	Perda de carga unitária;
k_r	Coefficiente de Strickler;
k'_r	Coefficiente de Strickler baseado na dimensão das partículas;
n	Expoente de transição, dependente do diâmetro das partículas;
R	Raio hidráulico;
Re	Número de Reynolds;
s	Densidade das partículas;
T	Temperatura da água
W	Peso submerso das partículas sólidas;
U	Velocidade média do escoamento;
U_{cr}	Velocidade média crítica do escoamento;
u_{*c}	Velocidade de atrito junto ao fundo;
ν	Viscosidade do fluido;
w	Velocidade de queda das partículas;
Y_{cr}	Parâmetro de Shields;
γ_S	Peso volúmico das partículas sólidas;

γ	Peso volúmico do fluido;
θ_r	Ângulo de atrito interno;
τ_c	Tensão crítica de arrastamento;
τ_0	Tensão de arrastamento das partículas sólidas;

1. INTRODUÇÃO

1.1 Motivação e enquadramento do tema

Sempre houve uma grande tendência de fixação da população junto a regiões fluviais. A ocupação deste tipo de terrenos por populações, por vezes, conduz à necessidade de construção de infra-estruturas, como é o caso das barragens. Como barragem entende-se uma estrutura artificial que funciona como barreira para a retenção de grandes quantidades de água que, normalmente é utilizada para abastecimento de água de zonas agrícolas, residenciais ou industriais, produção de energia elétrica ou regularização de caudal.

A edificação deste tipo de estruturas obriga a que o seu projeto seja feito de forma minuciosa, tal como qualquer outra infra-estrutura, mas sobretudo, obriga a compreender e prever os impactos que nestas e no seu vale a jusante teria um acidente envolvendo a rotura da obra que pode ocorrer devido à combinação de vários fatores, nomeadamente uma intensa e permanente precipitação, conjugada com erros de projeto. Os erros de projeto geralmente associados à rotura de barragens são, a insuficiente capacidade de vazão dos descarregadores de cheias, representando cerca de 42% do número total de rotura de barragens, problemas de fundações originados por erosão interna e deficiente comportamento estrutural, representando estes dois últimos, 23% da rotura de barragens (CIGB, 1995).

Os prejuízos causados pela onda de cheia criada pela rotura de uma barragem são frequentemente avolumados, podendo frequentemente levar à perda de vidas humanas e bens. O impacto socioeconómico nas regiões afetadas é geralmente significativo, uma vez que pode levar à destruição de habitações, vias de comunicação, indústria e também de explorações agrícolas ou agropecuárias. Neste sentido, a análise do impacto criado pela rotura duma barragem é de extrema importância, uma vez que envolve o estudo e planeamento de soluções de prevenção e mitigação dos seus efeitos (ANPC, 2012).

A título de exemplo, ilustra-se na Figura 1.1, a rotura da barragem de Algodões, em aterro, ocorrida em 2009 no Brasil.



Figura 1.1: Rotura da barragem de Algodões, 2009 (retirado de: <http://elpolvorin.over-blog.es/>)

Uma tarefa essencial para a caracterização do impacto da onda de cheia criada pela rotura de uma barragem é a modelação hidrodinâmica e simulação computacional da mesma. Complementarmente é também possível simular o transporte sólido no vale a jusante, resultante de um escoamento de grande caudal, e as consequentes alterações na morfologia do vale, tanto ao nível do leito como das margens.

A barragem de que é alvo este estudo diz respeito à barragem de retenção de lamas da mina da Fonte Santa e estava situada no Ribeiro da Ponte, na bacia hidrográfica do rio Douro (concelho de Freixo de Espada à Cinta, distrito de Bragança), encontrando-se a exploração mineira abandonada há mais de 30 anos. A localização da barragem está indicada no mapa da Figura 1.2.

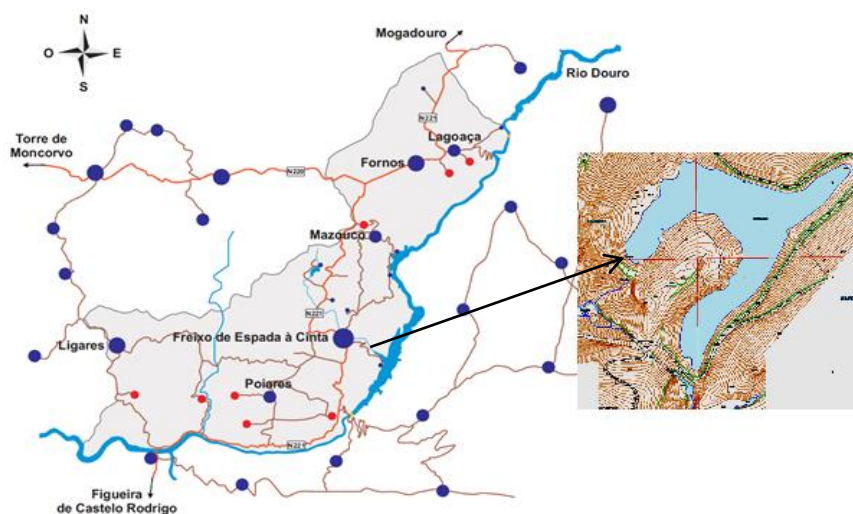


Figura 1.2: Localização da barragem de rejeitados da mina da Fonte Santa

As lamas retidas na barragem, também denominadas por escórias, eram provenientes da mina constituindo um subproduto resultante do processo da extração e lavagem de Volfrâmio. A barragem era constituída por um aterro, com cerca de 16450 toneladas (ton), feito sem projeto, em cascalho fino (tout-venant), extraído também da mina e, pelas escórias desta. Os finos das lamas, depositadas a montante na albufeira, serviram de impermeabilização do corpo da barragem a montante. Este apresentava uma forma trapezoidal e tinha aproximadamente 12 m de altura, com comprimento da crista de 30 m e 5 m de largura, e comprimento da base cerca de 11 m (Duque, 2011). Na Figura 1.3, ilustra-se um corte longitudinal da barragem.

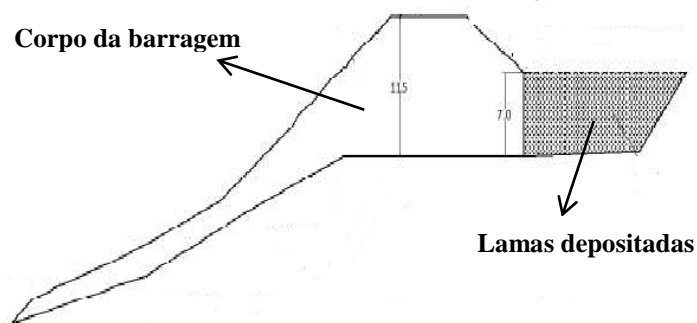


Figura 1.3: Esquema ilustrativo de corte longitudinal da barragem (adaptado de Duque, 2011)

O escoamento dos caudais de cheia fazia-se por duas tubagens colocadas no corpo da barragem e, por um túnel escavado na rocha (descarregador de cheia), num vale adjacente da albufeira.

No dia 27 de novembro de 2006, devido a uma precipitação elevada juntamente com o entupimento das tubagens de escoamento e parcial obstrução do descarregador de cheia, ocorreu o galgamento da barragem e, conseqüentemente, a formação de brecha e posterior rotura. Até aproximadamente 327 m a jusante da barragem, existia um aterro na margem direita do Ribeiro da Ponte, que servia de acesso ao leito do rio e ao corpo da barragem para extração ilegal de tout-venant a partir do corpo da barragem, extração essa, que poderá ter contribuído para a instabilização do pé de jusante da barragem. O corpo da barragem (16450 ton) juntamente com parte das lamas depositadas a montante, cerca de 5230 ton, foram erodidos e transportados para jusante. As conseqüências materiais não foram significativas, tendo-se apenas registado perdas de algumas hortas e árvores de fruto que estavam plantadas no leito do ribeiro. O impacto ambiental, nomeadamente na qualidade da água no rio Sabor e na qualidade dos solos agrícolas adjacentes à linha de água, não se encontra publicamente documentado (Franca *et al.*, 2007).

Nas Figura 1.4 e 2.6 apresentam-se fotografias da barragem das minas da Fonte Santa após o acidente, vista de montante e de jusante, respetivamente.



Figura 1.4: Vista de montante da barragem (esquema da barragem sem escala específica)



Figura 1.5: Vista de jusante da barragem a partir de um ponto alto na margem esquerda (esquema da barragem sem escala específica)

1.2 Objetivos da dissertação

O objetivo desta dissertação é efetuar a simulação da rotura da barragem das minas da Fonte Santa, recorrendo ao programa computacional Hydrologic Engineering Center – River Analysis System (HEC-RAS) e aferir a capacidade deste para simulações deste tipo com transporte sólido. As simulações de transporte sólido e alterações morfológicas ao longo do vale a jusante são realizadas tendo como base os dados recolhidos no levantamento de campo feito após a ocorrência do incidente. Pretendeu-se ainda avaliar, entre as fórmulas de transporte sólido disponíveis no programa HEC-RAS, a que melhor se adequa a situações como a que é alvo este estudo. Para atingir estes objetivos, foram utilizadas as seguintes metodologias:

- Partindo dos dados relativos às condições antes e depois da rotura da barragem, e com recurso ao modelo HEC-RAS com o coeficiente de rugosidade calibrado para o presente caso, simulação do incidente e comparação de resultados com os dados obtidos no levantamento de campo;
- Partindo do hidrograma de cheia existente, ajustamento da distribuição espaço-temporal do caudal ao longo do vale de forma a obter um escoamento em regime permanente mais próximo do real (regime *quasi*-permanente);
- Calibração das profundidades de erosão com base no levantamento de campo das alterações morfológicas.

1.3 Estrutura da dissertação

Esta dissertação encontra-se organizada da seguinte forma:

- No Capítulo 1, é feita uma introdução ao trabalho que se pretende desenvolver na presente dissertação, assim como os seus objetivos e estrutura;
- No Capítulo 2, é feita uma breve referência à rotura de barragens e uma breve abordagem ao regulamento de segurança de barragens. É também apresentada, uma revisão bibliográfica sobre como se efetua o transporte sólido ao longo de um rio;
- No Capítulo 3, são apresentados, de forma detalhada, os processos aplicados para se obter a simulação do transporte sólido proveniente da rotura da barragem. São ainda apresentadas de forma sucinta, as diferentes fórmulas de transporte sólido utilizadas neste estudo, disponíveis no programa computacional utilizado;
- No Capítulo 4, são apresentados os resultados obtidos dos processos mencionados no Capítulo 3, bem como uma breve discussão sobre cada um deles. É ainda feita uma análise mais detalhada da simulação que mais se aproximou do real;
- No Capítulo 5, são apresentadas as principais conclusões deste trabalho e avançam-se algumas sugestões para futuros trabalhos, relacionados com o tema em questão.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Rotura de barragens

Uma barragem é uma estrutura de retenção de água onde, apesar de projetada e edificada com grande rigor, a segurança não pode ser garantida em absoluto, existindo sempre algum risco de ocorrer rotura, originando a libertação da água presente na albufeira.

A rotura duma barragem pode ser de carácter accidental ou intencional, natural ou mesmo devido à ação humana. Quando a rotura ocorre devido à ação humana, as razões podem ser (Singh, 1996):

- Atos de sabotagem
- Construção ou projeto deficiente
- Demolição controlada
- Localização imprópria
- Má gestão da albufeira

A rotura ocorrida de forma accidental pode ter como razões (Singh, 1996):

- Erosão interna
- Deterioração natural da estrutura
- Ação da natureza tal como, chuvas torrenciais ou terremotos
- Assentamentos diferenciais
- Deslizamentos
- Galgamento
- Ação de ondas

Segundo dados estatísticos retirados de Comissão Internacional das Grandes Barragens (CIGB), grande parte da rotura de barragens ocorre no início da sua vida útil. A maioria dos incidentes acontece nos primeiros 10 anos de vida da obra (70%), mais precisamente no primeiro ano de funcionamento, sendo as barragens construídas entre 1910 e 1920 as que tiveram maior número de rotura.

As barragens mais frequentes são de betão ou aterro, de terra e/ou enrocamento, sendo que a origem da rotura e a probabilidade desta acontecer, diferem dentro de cada tipo de barragem.

Nas barragens de betão, a causa mais frequente de rotura são os problemas associados às fundações, mais concretamente a erosão interna (21%) e o deslizamento (21%). Relativamente às barragens de aterro em enrocamento, a causa mais comum associada à rotura, é o galgamento (31% como causa principal e 18% como causa secundária). Para além do galgamento, os fatores que originam rotura são também a erosão interna do corpo da barragem (15% como causa principal e 13% como causa secundária), seguido da erosão interna das fundações (12% como causa principal e 5% como causa secundária). No que concerne às barragens de aterro em terra, estas têm como causa principal de rotura, o galgamento (43%) e a erosão interna (29%) (CIGB, 1998).

O galgamento da barragem produz um assentamento no centro desta, sendo geralmente este o local mais propício ao início da rotura com a formação de uma brecha. No entanto, a má compactação do material constituinte do corpo da barragem será determinante do local de origem da rotura. A ocorrência de galgamento deve-se sobretudo a um mau dimensionamento do descarregador de superfície da barragem insuficiente para garantir a vazão de uma entrada de grande caudal na albufeira, consequência de fenómenos meteorológicos excecionais (Singh, 1996). Na Figura 2.1, apresenta-se um esquema a título de exemplo, de galgamento numa barragem de aterro.

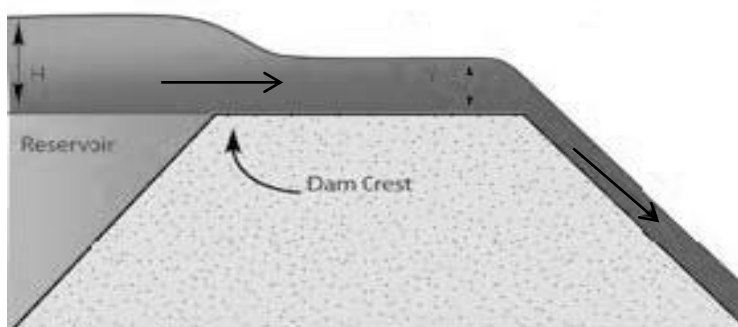


Figura 2.1: Esquema ilustrativo de galgamento, em barragem de aterro (adaptado de Powledge *et al.*, 1989)

Relativamente à erosão interna, esta tem origem na circulação da água ao longo do corpo da barragem, que vai criando espaços vazios originados pelo arrastamento das partículas que constituem a barragem. A formação de espaços vazios em formas tubulares, faz com que a água percole ao longo da barragem livremente. A formação destes caminhos, levam a que o coroamento da barragem sofra um assentamento, aumentando o caudal que percola para jusante, originando uma brecha e o início da rotura (Singh, 1996).

A erosão interna depende principalmente de (Singh, 1996):

- Densidade do material constituinte da barragem e tipo de agregados (características do material do corpo da barragem, isto é, da capacidade de ser mais ou menos permeável ao

escoamento de água, e está relacionada com a densidade do material que constitui a barragem e o tipo de agregados);

- Quantidade de espaços vazios existentes no corpo da barragem;
- Altura da água sobre o coroamento quando ocorre o seu assentamento.

Apresenta-se na Figura 2.2 um esquema que ilustra o fenómeno de erosão interna em barragens de aterro.

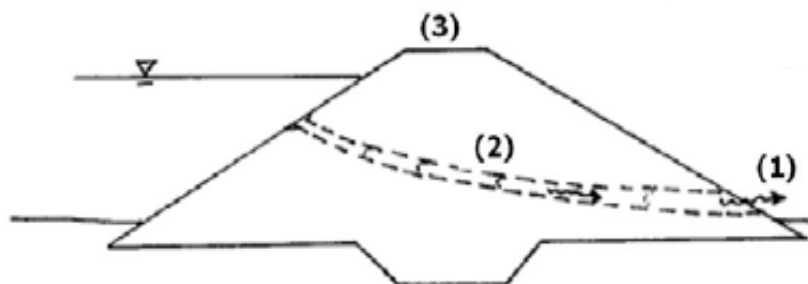


Figura 2.2: Mecanismo de erosão interna. (1) Início de erosão interna, (2) Espaços vazios em formas tubulares, (3) Coroamento (adaptado de Foster & Fell, 1999)

2.2 Acidentes em barragens de rejeitados de minas

Entende-se por barragens de rejeitados de minas, as barragens que acumulam as escórias das minas, ou seja, os resíduos resultantes do processo de moagem usado na extração de minerais.

Devido à densidade das escórias, a rotura de uma barragem de rejeitados de minas causa danos muito maiores quando comparado a estragos causados pelo mesmo volume de água. A onda de cheia formada pela rotura da barragem leva à libertação de lamas, muitas vezes tóxicas, que originam danos na área a jusante, bem como efeitos prejudiciais ao meio ambiente. A rotura duma barragem deste tipo pode levar também à paragem da mina em questão (Chambers & Higman, 2011).

Os acidentes em barragens de rejeitados têm ocorrido com mais frequência do que nas barragens para abastecimento de água. Esta situação deve-se essencialmente ao fato das barragens de rejeitados serem construídas por patamares, ao longo de vários anos, enquanto as de abastecimento de água são construídas de uma só vez, estando as primeiras mais suscetíveis à ocorrência de deslizamentos pelas interfaces entre as camadas de compactação. Frequentemente, as barragens de rejeitados são construídas de modo informal, sem projeto estrutural e hidráulico, aumentando a sua vulnerabilidade à rotura.

A World Information Service on Energy (WISE, 2011) fez um registo cronológico dos principais acidentes de barragens de rejeitados a partir de 1960, registando-se 94 casos em todo o mundo. No Quadro 2.1 indicam-se alguns dos acidentes neste tipo de barragens, registados nas últimas décadas.

Quadro 2.1: Exemplos de acidentes registados em barragens de rejeitados (WISE, 2011)

Ano	Localização	Mineral explorado	Causas	Impactos
1966	Wales, Reino Unido	Carvão	Liquefação devido a chuvas intensas	Libertaram-se 162 000 m ³ de água e rejeitos ao longo de 600 m, e morreram 144 pessoas
1970	Mufulira, Zâmbia	Cobre	Liquefação dos rejeitos que fluíram para explorações subterrâneas	Libertaram-se cerca de um milhão de toneladas que causaram a morte a 89 mineiros
1972	Virginia, EUA	Carvão	Colapso da barragem após chuvas intensas	Libertaram-se 500 000 m ³ de água e rejeitos ao longo de 27 km a jusante, matando 125 pessoas e destruindo 500 habitações
1979	Novo México, EUA	Urânio	Brecha no corpo da barragem devido ao assentamento diferencial da fundação	Libertação de 370 000 m ³ de água contaminada e uma tonelada de sedimentos contaminados, arrastaram-se ao longe 110 km do Rio Puerco
1985	Trento, Itália	Fluorite	Margens de segurança insuficientes e inadequado descarregador de cheia	Libertaram-se 200 000 m ³ de água e rejeitos ao longo de 4,2 km que causou a morte a 268 pessoas e destruição de 62 edifícios
1994	Merriespruit, África do Sul	Ouro	Colapso da barragem devido a chuvas intensas	Libertaram-se 600 000 m ³ água e rejeitos ao longo de 4 km a jusante, morrendo 17 pessoas e causando elevados danos materiais
1998	Aznalcóllar, Espanha	Zinco, chumbo, cobre, prata	Assentamento da fundação	Libertaram-se entre 4 a 5 milhões de m ³ de água tóxica e lamas, ficando milhares de hectares de terras agrícolas cobertas de lama
2000	Baia Mare, Roménia	Recuperação de ouro de rejeitos antigos	Galgamento do coroamento causado por chuvas intensas e neve derretida	Libertação de cianeto líquido contaminado num afluente do Rio Tisza, matando toneladas de peixes e envenenando água potável de dois milhões de pessoas na Hungria
2011	Sichuan, China	Manganês	Deslizamento de terras devido a chuvas fortes danificaram parte da barragem	Os rejeitos libertados danificaram estradas e habitações e, foram transportados ao longo do Rio Fujiang deixando 200 mil pessoas sem abastecimento de água potável

2.3 Regulamento de segurança de barragens

O elevado risco associado a uma eventual rotura de barragem levou à necessidade de, a partir da segunda metade do século XX, se passar a exigir nos regulamentos de segurança de barragens a determinação das áreas de inundação no vale a jusante correspondentes a cenários de rotura. Segundo a apresentação “Regulamento de Segurança de Barragens e Protecção Civil”, realizada por Luis Sá, em Portugal, o atual Regulamento de Segurança de Barragens (RSB) – Decreto-Lei nº. 344/2007, que substituiu o antigo que datava do ano 1990, segue esta tendência, exigindo a determinação das alturas de água a atingir nas zonas inundáveis e dos tempos de chegada das ondas de cheia provocadas por uma rotura da barragem. O RSB inclui a classificação das barragens de acordo com as classes de risco a jusante, estando estas divididas em três categorias (Classe I, II e III), sendo um fator importante para a sua classificação, o número de habitantes no vale a jusante. De referir que para as barragens de Classe I deve ser organizado um planeamento de emergência (PE), constituído por um plano interno (PEI), a cargo do dono de obra e, por um plano externo (PEE) elaborado pela Protecção Civil.

2.4 Modelação da onda de cheia decorrente da rotura de barragens

A metodologia para análise de risco de uma onda de cheia resultante de rotura de uma barragem deve abordar principalmente (CIGB, 1998):

- Informações de projeto, tais como, geológicas, hidrológicas e morfológicas;
- Documentos relativos à barragem, estradas e ferrovias em taludes e pontes, abrangidos pela área em estudo;
- Condições de exploração dos reservatórios, barragens e centrais hidroeléctricas, abrangidas pela área em estudo, com o objetivo de definir diferentes cenários de propagação da onda de cheia;
- Dados das condições de fronteira para análise dos hidrogramas de cheia, volume dos reservatórios, geometria e informação do vale a jusante;

Com a constante evolução tecnológica, nomeadamente ao nível do cálculo numérico com recurso a computadores, foram surgindo vários modelos numéricos para a modelação da onda de cheia. Estes modelos diferem nas equações consideradas para reger o escoamento e em quantas direções são estas tratadas, definindo-se os modelos como sendo unidimensionais (1D), bidimensionais (2D) ou tridimensionais (3D). Os modelos numéricos distinguem-se também pelo método de resolução: i.e. método das diferenças finitas (MDF), método dos elementos finitos (MEF) e método dos volumes finitos (MVF). No presente estudo, a onda de cheia considerada, foi modelada

com base num modelo unidimensional, HEC-RAS, desenvolvido pelo US Army Corps of Engineers (USACE), onde as equações de conservação que regem o escoamento são resolvidas com recurso a diferenças finitas (Bellos & Hrisanthou, 2011).

No que diz respeito a modelos baseados no MDF, pode ser referido o DAMBRK, posteriormente substituído pelo FLDWAV, ambos desenvolvidos pelo National Weather Service (NSW) para simular a propagação de ondas de cheia resultante da rotura de uma barragem. Estes são modelos generalizados de cálculo de cheia para a simulação de escoamentos em regimes variáveis, baseados nas equações unidimensionais de Saint-Venant.

O modelo Strong Transients in Alluvial Valleys (STAV), descrito em detalhe em Ferreira *et al.* (2009), é utilizado essencialmente para escoamentos fortemente variáveis com potenciais alterações morfológicas, como são os casos resultantes de rotura de barragens. Este foi aplicado por Ferreira *et al.* (2009) para a modelação da onda de cheia em caso de rotura da barragem de Odelouca (Franca *et al.*, 2011).

Leal (2004), utilizou um modelo 2D, baseado no esquema numérico de MacCormack com a metodologia TVD, para a modelação de ondas de cheia provocadas pela rotura de uma barragem, concluindo que o modelo obtinha bons resultados quando comparado com dados experimentais.

Relativamente aos modelos numéricos baseados no MEF, Katopodes (1980) desenvolveu um modelo 2D para números de Froude pequenos e, posteriormente em 1984 desenvolveu também um modelo baseado na técnica de Petrov-Galerkin (Berger & Stockstill, 1995).

Em relação aos modelos baseados no MVF, existe o sistema integrado TELEMAC-MASCARET, desenvolvido pela Electricité de France e Laboratoire d'Hydraulique et Environnement (EDF-LNHE), que possui um conjunto de ferramentas utilizadas na análise de escoamentos em superfícies livres. Dos vários modelos constituintes deste sistema, há que fazer referência ao MASCARET que é utilizado para análise de escoamentos unidimensionais, em que as equações de Saint-Venant são resolvidas com base no MVF através do esquema Roe. É importante também referir os modelos bidimensionais e tridimensionais, TELEMAC-2D e TELEMAC-3D, respetivamente, que se baseiam no MEF ou no MVF para resolver equações hidrodinâmicas (Ata & Hervouet, 2012).

Um outro tipo de modelo numérico para a modelação de onda de cheia em superfície livre tem vindo a ser desenvolvido devido à elevada capacidade computacional existente, intitulado de Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH). O SPH é um modelo numérico baseado no método Lagrangiano, em que não é necessário discretizar qualquer malha, pois o fluido é dividido num conjunto de elementos discretos. Canelas *et al.* (2012) recorreu ao modelo base SPH para simular o campo de velocidades de escoamento originado pela rotura de uma barragem, comparando os resultados obtidos pelo modelo com os obtidos em laboratório por Aleixo *et al.* (2010).

2.5 Mecânica do transporte sólido

2.5.1 Considerações gerais

O transporte sólido é um efeito a ter em conta na execução de projetos de infra-estruturas em rios, áreas costeiras e zonas marítimas, pois dele podem resultar importantes alterações morfológicas. O conhecimento do transporte sólido é, igualmente, de grande importância para o estudo da deposição de material em reservatórios e albufeiras, erosão e deposição generalizadas e cálculo de erosões localizadas junto de pilares de pontes ou obstáculos salientes de margens.

A capacidade de transporte sólido nos rios varia ao longo do seu percurso e depende, essencialmente, do declive do fundo e da velocidade média do escoamento.

Um canal com fundo móvel constituído por material não coesivo de granulometria variada, se estiver sujeito a um escoamento com um caudal relativamente pequeno, não irá originar a movimentação do material. Contudo, quando o caudal atinge um certo valor, observa-se um movimento das partículas isoladas que, posteriormente, com o sucessivo aumento da velocidade de escoamento, são destacadas e arrastadas. As condições de escoamento para as quais se dá o início do transporte sólido são conhecidas por condições críticas de início de transporte sólido ou condições de movimento incipiente.

A caracterização do movimento incipiente é feita com recurso a diferentes critérios que podem ser agrupados consoante o princípio físico em que se baseiam. Os mais utilizados, e que serão abordados neste capítulo, são a tensão crítica de arrastamento e a velocidade média crítica. A tensão crítica de arrastamento fundamenta-se na tensão de arrastamento do fundo, enquanto a velocidade média crítica baseia-se na determinação da velocidade média do escoamento.

O transporte sólido em canais com fundo móvel pode classificar-se em função da origem dos materiais como sendo, transporte do material do fundo, que corresponde a materiais cuja granulometria se encontra presente no fundo e, transporte do material de lavagem (*wash-load*), correspondente a materiais de dimensões inferiores às dos materiais do fundo e de origem diferente ao leito do trecho em consideração (Cardoso, 1998).

2.5.2 Início do movimento de sedimentos

2.5.2.1 Tensão crítica de arrastamento

O movimento incipiente com base no conceito da tensão crítica de arrastamento considera que as partículas da superfície do fundo de um canal estão sujeitas à ação de forças hidrodinâmicas devido ao escoamento e, de forças resistentes devido ao peso submerso das partículas. Desta forma, uma partícula entra em movimento quando as ações solicitadoras (forças hidrodinâmicas) são superiores às ações resistentes. Na situação crítica, ou seja, de movimento incipiente, as ações, solicitadoras e resistentes, que atuam numa partícula são praticamente iguais, mantendo o equilíbrio estático. Considerando o equilíbrio de forças, conclui-se que as solicitações são a força de arrastamento, F_D , que atua na direção e sentido do escoamento e, a força de sustentação hidrodinâmica, F_L , normal à força de arrastamento, como se representa no esquema da Figura 2.3.

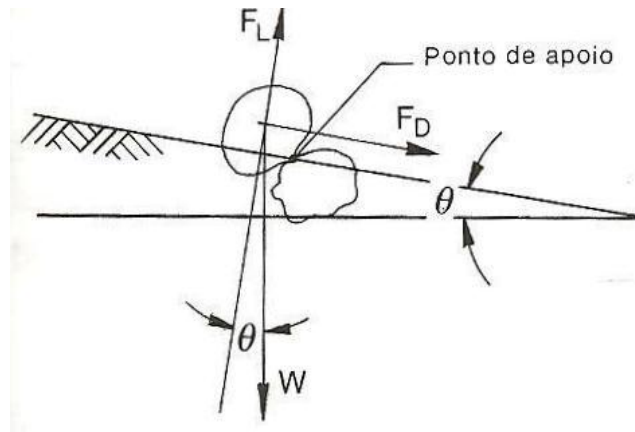


Figura 2.3: Esquema das forças atuantes sobre uma partícula de um fundo móvel (retirado de: Cardoso, 1998)

A força de sustentação hidrodinâmica não é considerada nos tratamentos analíticos mais correntes pelo facto de ser difícil de quantificar. Sendo a sustentação e o arrastamento dependentes e a quantificação de ambos envolver coeficientes só determináveis experimentalmente, os efeitos da sustentação são considerados, indiretamente, através do coeficiente considerado para o arrastamento.

A força de arrastamento, F_D , pode exprimir-se pela seguinte equação:

$$F_D = c_1 \tau_0 D^2 \quad (2.1)$$

Relativamente a esta equação, c_1 é uma constante, relativa ao coeficiente de forma da partícula, τ_0 é a tensão de arrastamento, D é o diâmetro médio da partícula e $c_1 D^2$ corresponde à superfície sobre a qual a tensão de arrastamento se aplica.

O peso submerso, W , é dado por:

$$W = c_2(\gamma_S - \gamma)D^3 \quad (2.2)$$

em que c_2 é uma constante que depende da forma da partícula e γ_S e γ são, respetivamente, o peso volúmico da partícula e do fluido.

Sendo θ , o ângulo do fundo ou das margens com a horizontal e θ_r o ângulo de atrito entre partículas, como indicado na Figura 2.3, aproximadamente igual ao ângulo de talude natural, o equilíbrio de forças na situação de movimento incipiente conduz à seguinte igualdade:

$$W \cos \theta \tan \theta_r = F_D + W \sin \theta \quad (2.3)$$

Se se substituir W e F_D pelas respetivas expressões, obtém-se a tensão crítica de arrastamento, τ_c , ou seja, a tensão de arrastamento para as condições de início do movimento:

$$\tau_c = \frac{c_2}{c_1}(\gamma_S - \gamma)D \cos \theta (\tan \theta_r - \tan \theta) \quad (2.4)$$

Para um leito horizontal, a equação anterior conduz ao seguinte resultado:

$$\frac{\tau_c}{(\gamma_S - \gamma)D} = c \tan \theta_r \quad (2.5)$$

onde $c = c_2/c_1$ é uma constante experimental e o termo do lado esquerdo representa a razão entre as forças hidrodinâmicas e o peso submerso da partícula (Cardoso, 1998).

Existem diversos critérios para a determinação da tensão crítica de arrastamento, dos quais se destacam os seguintes (Cardoso, 1998):

1. Critério de Shields (1936)
2. Critério de Schoklitsch (1962)
3. Critério de Lane (1955)
4. Critério do Highway Research Board dos EUA

A análise subsequente centrar-se-á no critério de Shields (1936), embora em resumo se possam classificar os restantes critérios acima referidos, como critérios da forma:

$$\tau_c = cD_{\%}^n \quad (2.6)$$

onde c é uma constante e n é um expoente que no caso do critério de Schoklitsch é $n = 3/2$ e nos restantes $n = 1$. Geralmente utiliza-se para D_{90} os valores de D_{50} para as equações de Lane e de Highway Research Board dos Estados Unidos e D_{90} para a equação de Schoklitsch, sendo D_{90} , o diâmetro médio tal que, % em peso, é mais fino.

O critério de Shields (1936) foi determinado a partir da análise dimensional, e a sua expressão é frequentemente representada na forma:

$$Y_{cr} = f(X_{cr}) \quad (2.7)$$

onde a variável Y_{cr} , também conhecida como parâmetro de Shields, corresponde a (2.5):

$$Y_{cr} = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)D} \quad (2.8)$$

e o argumento da função f , X_{cr} , é um parâmetro adimensional, por vezes designado por número de Reynolds de atrito e que se define da seguinte forma:

$$Re_{*c} = \frac{u_{*c}D}{\nu} \quad (2.9)$$

em que u_{*c} corresponde à velocidade de atrito crítica junto ao fundo, definida por $u_{*c} = \sqrt{\tau_c/\gamma}$ e ν à viscosidade cinemática da água.

A função f é usualmente representada na forma gráfica, apresentada na Figura 2.4, também designada como diagrama ou curva de Shields.

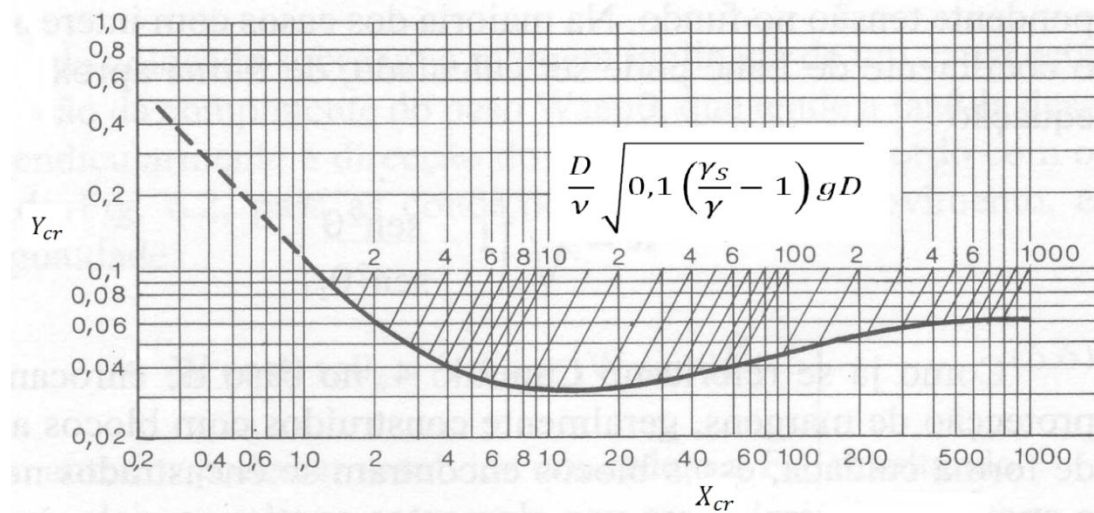


Figura 2.4: Diagrama de Shields (retirado de: Cardoso, 1998)

Este diagrama pode ser dividido em três regiões, que correspondem a diferentes regimes de escoamento (Cardoso, 1998):

- $X_{cr} \leq 2$: escoamento laminar;
- $2 \leq X_{cr} < \approx 70$: escoamento de transição;
- $X_{cr} > \approx 70$: escoamento turbulento;

Conhecido o diâmetro e a massa volúmica do material do fundo e, a massa volúmica e a viscosidade do fluido, com base no diagrama de Shields, é possível determinar a tensão de arrastamento para a qual o material entra em movimento se o escoamento for uniforme. Contudo, as variáveis X_{cr} e Y_{cr} são interdependentes, o que implica proceder iterativamente para a determinação da tensão de arrastamento.

Para contornar esta dificuldade, a American Society of Civil Engineers (ASCE) introduziu em 1975 o parâmetro R_* , adimensional, definido por:

$$R_* = \frac{D}{\nu} \sqrt{0,1 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right) g D} \quad (2.10)$$

que tem a forma de um número de Reynolds. No diagrama de Shields, este parâmetro traduz-se por um conjunto de linhas oblíquas e paralelas (Figura 2.4). Conhecido o valor do parâmetro R_* , pode-se obter a tensão crítica de arrastamento intercetando a linha correspondente a esse valor com a curva de Shields.

Apesar do uso generalizado do diagrama de Shields, há críticas que lhe podem ser apontadas, nomeadamente o fato de serem apenas consideradas as tensões médias críticas, quando os valores instantâneos também podem condicionar o início do movimento e a não consideração da variabilidade e a turbulência do escoamento. Uma outra crítica a ter em conta, é o facto de não haver consenso quanto ao valor de Y_{cr} para o escoamento turbulento rugoso, nem quanto ao limite inferior de X_{cr} que define este tipo de escoamento (Ferreira *et al.*, 2007).

2.5.2.2 Velocidade média crítica

A caracterização do movimento incipiente, como já foi referido, pode ser feita através da velocidade, em que teoricamente, a velocidade a ser considerada deveria ser junto ao fundo. No entanto, na maioria das aplicações práticas, não é possível determinar rigorosamente a velocidade

crítica junto ao fundo, pelo que, tradicionalmente, a análise se baseia na velocidade média crítica do escoamento (Lencastre & Franco, 1992).

A velocidade média crítica, U_{cr} , é a máxima velocidade média do escoamento que não provoca erosão do fundo nem das margens. Sendo este um conceito muito antigo, até ao presente vários critérios e fórmulas foram propostos para a determinação da velocidade média crítica, alguns dos quais apresentados de seguida.

Em 1934, Goncharov sugeriu para escoamentos rugosos turbulentos a seguinte fórmula:

$$U_{cr} = \log(8,8Z) \sqrt{\frac{2g(\gamma_s - \gamma)D}{3,5\gamma}} \quad (2.11)$$

em que, $Z = h / D_{50}$, sendo h a altura de escoamento.

Outro dos critérios para a determinação de U_{cr} , é o proposto por ASCE (1967), que consiste em relacionar esta variável com o diâmetro médio das partículas de quartzo, como se apresenta abaixo na Figura 2.5, sendo que, este critério só é aplicável para alturas de escoamento superiores a 1 m.

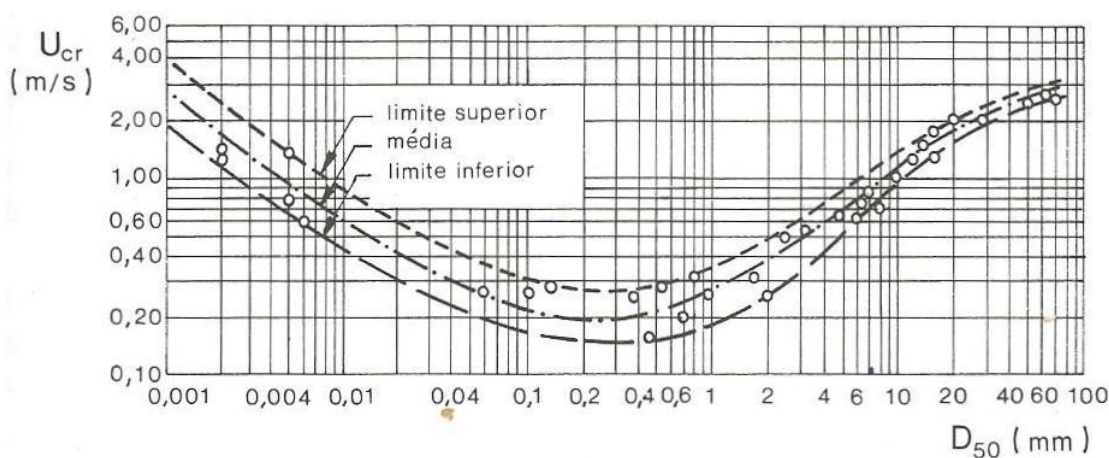


Figura 2.5: Velocidade média crítica em função do diâmetro médio das partículas (retirado de: Cardoso, 1998)

O critério proposto por Neil (1967) para a determinação da velocidade média crítica corresponde à fórmula:

$$\frac{U_{cr}^2}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right) g D} = 2,5Z^{0,2} \quad (2.12)$$

Apresenta-se ainda o critério de Garde (1970) segundo o qual a velocidade média crítica se calcula da seguinte forma:

$$\frac{U_{cr}}{\sqrt{\frac{(\gamma_s - \gamma)D}{\rho}}} = 0,50 \log(Z) + 1,63 \quad (2.13)$$

Os critérios apresentados, são aplicáveis para fundos de granulometria uniforme, onde na prática se pode considerar $D = D_{50}$ e $Z = h/D_{50}$, sendo h a altura média do escoamento (Cardoso, 1998).

2.5.3 Transporte sólido

Uma vez iniciado o movimento dos sedimentos do fundo, sucessivos aumentos da velocidade do escoamento levam a que as partículas rolem e escorreguem umas sobre as outras, até que passem a deslocar-se por pequenos saltos. Para velocidades de escoamentos superiores, as partículas mais finas mantêm-se em suspensão devido à turbulência, e são transportadas no seio do escoamento.

Estes movimentos estão associados simultaneamente a três modos de transporte, denominados de transporte sólido por arrastamento, transporte sólido por saltação e transporte sólido em suspensão, sendo que se encontram apresentados pela ordem de dimensões médias decrescentes das partículas transportadas. O transporte por arrastamento diz respeito às partículas que rolam ou escorregam sobre o fundo, o transporte por saltação às partículas que se deslocam alternadamente por pequenos saltos ou por escorregamento e rolamento sobre o fundo e, o transporte em suspensão refere-se às partículas que se deslocam no seio do escoamento, contactando esporadicamente com o fundo (Quintela, 1981). Na Figura 2.6 apresenta-se um esquema dos três modos de transporte.

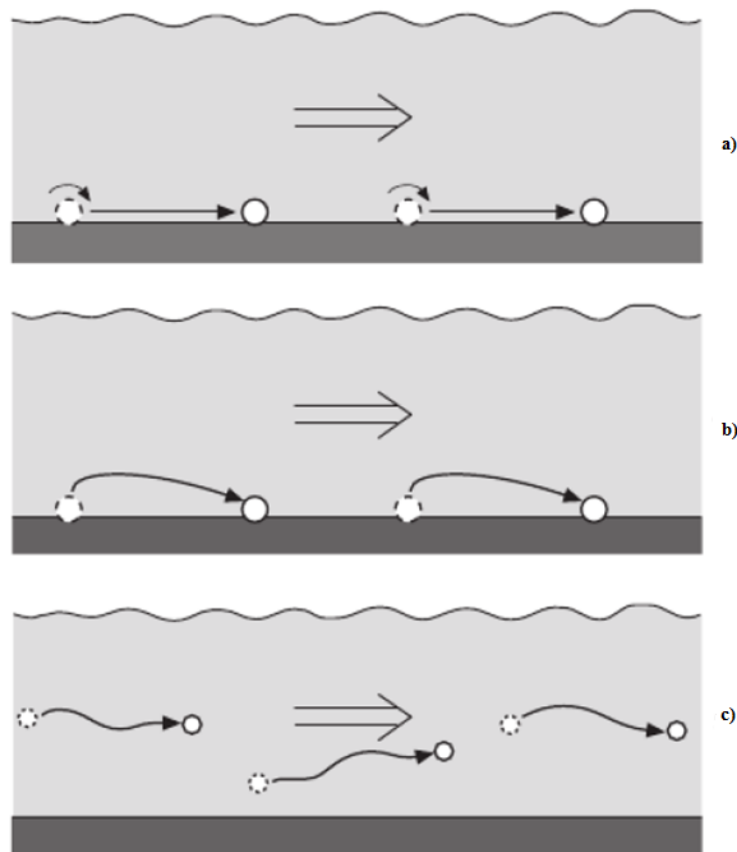


Figura 2.6: Movimento de partículas em fundo móvel. a) arrastamento de partículas; b) saltação de partículas; c) partículas em suspensão (retirado de: <http://www.igc.usp.br/>)

Na prática não é fácil estabelecer quantitativamente a distinção entre estes três tipos de transporte, portanto, face a esta dificuldade, é usual considerar conjuntamente o caudal sólido por arrastamento e o caudal sólido por saltação.

Assim sendo, os métodos de cálculo conhecidos agrupam-se segundo: fórmulas de caudal sólido por arrastamento, que incluem as contribuições do arrastamento e da saltação; fórmulas de caudal sólido em suspensão, que contabilizam as parcelas referentes aos materiais do fundo e de lavagem; e fórmulas de caudal sólido total, que não distinguem o modo de transporte (Cardoso, 1998).

Das inúmeras existentes na literatura, algumas formulações empíricas para o cálculo do caudal sólido encontram-se implementadas no programa computacional HEC-RAS, pelo que se remete a sua explicação para o Capítulo 3.

3. MODELO DE SIMULAÇÃO HIDRODINÂMICA E MORFODINÂMICA - HEC-RAS

3.1 Considerações gerais

Atualmente existem vários modelos numéricos de escoamento sobre fundo móvel, que simulam o transporte de água e do sedimento.

Na presente dissertação foi utilizado o programa computacional HEC-RAS, programa este que permite ao utilizador simular escoamentos unidimensionais (1-D) em canais naturais (rios) ou artificiais. Um modelo unidimensional geralmente requer menor informação na fase de calibração e as soluções numéricas são mais estáveis necessitando de menor capacidade do computador.

O cálculo e análise hidráulica de escoamentos unidimensionais no HEC-RAS podem ser feitos em regime de escoamento permanente, quase-permanente ou variável. Estes regimes de escoamentos mencionados classificam o escoamento quanto à variação no tempo. Entende-se por regime permanente quando a velocidade e a pressão do fluido não variam com o tempo num determinado ponto imóvel, sendo que podem variar de um ponto para outro. No que diz respeito ao regime variável, a velocidade e pressão do fluido variam no tempo num determinado ponto, assim como, de um ponto para outro. Relativamente ao regime quase-permanente, este tem uma variação no tempo muito pequena, podendo ser considerado como permanente em cada instante (Quintela, 1981).

Para a simulação de transporte sólido, o programa computacional em causa, utiliza como base, o escoamento em regime quase-permanente. O HEC-RAS aproxima o escoamento quase-permanente a um hidrograma contínuo com uma série de patamares discretos de escoamento permanente (USACE, 2010).

Este programa permite também modelar e calcular a erosão do leito de um rio, resultante do transporte sólido. Em cada patamar de um hidrograma, o caudal permanece constante ao longo do tempo especificado em que se dá o transporte sólido. Os modelos de escoamento permanente são mais simples de desenvolver do que um modelo totalmente em escoamento variável, a execução do programa é mais rápida e a sua convergência facilitada.

Sendo este modelo numérico, unidimensional, a velocidade de escoamento é considerada somente numa direção e sentido e, conseqüentemente, também o cálculo das propriedades hidráulicas, podendo este aspeto ser considerado como uma limitação do HEC-RAS.

Segundo o USACE, o HEC-RAS é apresentado por meio de uma interface gráfica que permite ao utilizador um auxiliar imediato de informação visual, possuindo diversas funções essenciais tais como:

- Gestão de arquivos;
- Introdução e edição de dados;
- Análises das variáveis hidráulicas;
- Apresentação de resultados em formato de gráficos e quadros.

No Anexo A apresenta-se a interface geral do modelo utilizado, bem como as restantes janelas das ferramentas utilizadas para a elaboração da presente dissertação.

3.2 Transporte sólido

3.2.1 Fórmulas de transporte sólido

Tal como referido no Capítulo 2.5, o transporte sólido depende de vários fatores. Ao longo das últimas décadas, diversas equações foram desenvolvidas e verificadas por vários investigadores, com a finalidade de prever o transporte sólido num escoamento em superfície livre. Essas equações variam em eficácia devido aos parâmetros utilizados para as definir, às hipóteses simplificativas e às premissas adotadas pelos seus autores. Grande parte dessas equações foram desenvolvidas com base em estudo de canais de pequena a média inclinação, que não ultrapassava os 0.002 m/m, com fundos arenosos e de granulometria uniforme. A não-uniformidade do material do leito em rios de maior inclinação revela grandes diferenças nas suas características hidráulicas quando comparadas a um rio de pequena inclinação. Neste sentido, a aplicação das equações existentes em rios de grande inclinação gera algumas incertezas (Sinnakaudan *et al.*, 2010).

As diferentes fórmulas de transporte sólido foram desenvolvidas em diferentes condições, por isso, é importante avaliar a aptidão de cada uma nas condições registadas e observadas no local. Em escoamentos que contenham percentagem significativa de material sólido com partículas de areia fina, é comum que o material em suspensão tenha maior volume que em escoamentos de fundos de cascalho. Assim, é importante considerar fórmulas de transporte que incluam sedimentos em suspensão.

No geral, a maioria das equações de transporte sólido estão relacionadas com variáveis como (USACE, 2010):

- h – altura da água (m)
- U – velocidade média na secção do escoamento (ms^{-1})
- B – largura do canal (m)
- J – perda de carga unitária (-)
- D - diâmetro das partículas (m)
- i – inclinação do leito (-)
- s – densidade das partículas (-)
- γ – peso volúmico da água (Nm^{-3})
- γ_s – peso volúmico das partículas (Nm^{-3})
- T – temperatura da água (K)

O programa HEC-RAS permite o cálculo do transporte sólido com recurso a seis fórmulas, as quais se indicam seguidamente:

1. Meyer-Peter Müller (1948);
2. Laursen (1958);
3. Engelund-Hansen (1967);
4. Toffateli (1968);
5. Ackers-White (1973);
6. Yang (1973);
7. Wilcock (1998);

Destas fórmulas, apenas quatro foram utilizadas na presente dissertação, Ackers-White, Engelund-Hansen, Meyer-Peter Müller e Yang, que serão descritas de forma sucinta seguidamente. A escolha destas fórmulas foi baseada no fato das simulações com as restantes fórmulas não utilizadas não originavam resultados para as condições utilizadas neste estudo.

É relevante referir que, apesar da maioria das fórmulas referidas terem sido desenvolvidas para um único diâmetro médio de partículas, no HEC-RAS estas estão adaptadas no código das respetivas fórmulas para vários tamanhos das partículas, podendo-se introduzir a curva granulométrica dos sedimentos do rio (USACE, 2010).

3.2.2 Fórmula de Meyer-Peter Müller (1948)

A fórmula de Meyer-Peter Müller foi desenvolvida a partir de ensaios que englobaram uma gama de valores com diferentes profundidades, inclinações, granulometrias e pesos volúnicos, em que, $0,01\text{ m} \leq h \leq 1,20\text{ m}$, $0,0004 \leq i \leq 0,020$, $0,4\text{ mm} \leq D_{50} \leq 30\text{ mm}$ e $1,25 \leq s \leq 4,2$, respectivamente. Assim, este método pode ser usado para solos bem graduados e condições de escoamento que originam formas do leito diferentes da plana (Cardoso, 1998).

Apresenta-se abaixo, a equação geral de Meyer-Peter Müller (USACE, 2010):

$$\left(\frac{k_r}{k'_r}\right) \gamma R J = 0.047(\gamma_s - \gamma) D + 0.25 \left(\frac{\gamma}{g}\right)^{1/3} \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma_s}\right)^{2/3} g_s^{2/3} \quad (3.1)$$

onde R diz respeito ao raio hidráulico, k_r ao coeficiente de Strickler e k'_r ao coeficiente de Strickler baseado na dimensão das partículas.

3.2.3 Fórmula Engelund-Hansen (1967)

Esta fórmula gera valores adequados para rios cujo leito é constituído maioritariamente por material arenoso com quantidade significativa de material em suspensão. A gama de sedimentos na qual a função foi baseada está compreendida entre 0,19 e 0,93 mm. O método de Engelund-Hansen, tem sido muito testado e tem-se verificado que apresenta resultados bastante consistentes (Scapin *et al.*, 2007).

A equação geral de transporte de Engelund-Hansen é representada por (USACE, 2010):

$$g_s = 0.05 \gamma_s U^2 \sqrt{\frac{D_{50}}{g \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right)}} \left[\frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) D_{50}} \right]^{3/2} \quad (3.2)$$

onde g_s diz respeito à descarga de sedimentos.

3.2.4 Fórmula de Ackers-White (1973)

Esta fórmula de transporte sólido, desenvolvida por Ackers e White, em 1973, foi obtida tendo em conta três grupos de parâmetros adimensionais: diâmetro adimensional da partícula, parâmetro referente à mobilidade da partícula e caudal sólido adimensional do transporte sólido. As equações

foram baseadas em cerca de 1000 ensaios, para escoamentos até 0,4 m de profundidade (Scapin *et al.*, 2007).

Esta formulação foi desenvolvida para partículas compreendidas entre os 0,04 mm e os 4 mm, sendo que, material inferior a estas dimensões apresenta comportamento coesivo, que não é tido em conta nas equações tradicionais de transporte sólido.

Segundo Ackers e White (1973), a função não é sensível às formas do leito, podendo ser aplicada tanto a fundos planos, como a fundos com formas tais que rugas ou dunas.

Expõe-se seguidamente a fórmula de Ackers e White (USACE, 2010):

$$C_t = \frac{G_{gr} s D}{H \left(\frac{u_*}{U} \right)^n} \quad \text{e} \quad G_{gr} = C \left(\frac{F_{gr}}{A} - 1 \right) \quad (3.3)$$

onde C_t corresponde à concentração de sedimentos, G_{gr} é o parâmetro de transporte sólido e F_{gr} é o parâmetro de ajuste da mobilidade dos sedimentos.

3.2.5 Fórmula de Yang (1973)

O método de Yang (1973) foi desenvolvido com base no pressuposto que o escoamento é o fator principal na determinação da concentração de sedimentos. A pesquisa foi baseada em dados obtidos em laboratório e no terreno, sob uma ampla gama de condições encontradas em rios. Essas condições são principalmente, a dimensão das partículas, que está compreendido entre 0,062 e 7,0 mm, a largura do canal entre 0,314 a 532 m, a profundidade do canal entre 0,010 a 15,2 m, a temperatura da água entre 0 a 34,3 °C e a inclinação longitudinal da linha de água entre 0,000043 a 0,0279. Mais tarde, em 1984, Yang tornou a sua equação mais versátil, ao incluir as dimensões do cascalho no transporte sólido.

Apresenta-se de seguida as duas equações gerais desenvolvidas por Yang, sendo que, para areias com $D_m < 2 \text{ mm}$, a equação é (USACE, 2010):

$$\begin{aligned} \log C_t = & 5.435 - 0.286 \log \frac{wD}{v} - 0.457 \log \frac{u_*}{w} \\ & + \left(1.799 - 0.409 \log \frac{wD}{v} - 0.314 \log \frac{u_*}{w} \right) \log \left(\frac{US}{w} - \frac{U_{cr}S}{w} \right) \end{aligned} \quad (3.4)$$

e para cascalho com $D_m \geq 2 \text{ mm}$, a equação é a seguinte:

$$\log C_t = 6.681 - 0.633 \log \frac{wD}{v} - 4.816 \log \frac{u_*}{w} + \left(2.784 - 0.305 \log \frac{wD}{v} - 0.282 \log \frac{u_*}{w} \right) \log \left(\frac{US}{w} - \frac{U_{cr}S}{w} \right) \quad (3.5)$$

em que C_t é a concentração total de sedimentos, w a velocidade de queda das partículas e U_{cr} a velocidade média crítica do escoamento.

3.2.6 Comparação entre as fórmulas de transporte consideradas

Apresenta-se abaixo, um quadro de comparação entre as gamas de valores consideradas nas equações das diferentes funções utilizadas.

Quadro 3.1: Gama de valores para as equações de transporte sólido implementados no modelo HEC-RAS (USACE, 2010)

<i>Função</i>	<i>D (mm)</i>	<i>s</i>	<i>U (ms⁻¹)</i>	<i>h (m)</i>	<i>J</i>
<i>Ackers-White</i>	0.04 - 7.0	1.0 - 2.7	0.021 - 2.16	0.003 - 0.427	0.00006 - 0.037
<i>Engelund-Hansen</i>	0.19 - 0.93	-	0.20 - 1.93	0.058 - 0.405	0.000055 - 0.019
<i>Meyer-Peter Müller</i>	0.4 - 29	1.25 - 4.0	0.36 - 2.86	0.009 - 1.189	0.0004 - 0.02
<i>Yang</i>	2.5 - 7.0	-	0.43 - 1.55	0.024 - 0.219	0.0012 - 0.029

Os limites acima apresentados são apenas valores de orientação, podendo as diferentes fórmulas de transporte adaptarem-se a valores fora dessas gamas.

3.2.7 Velocidade de queda das partículas

As partículas que devido ao escoamento entram em suspensão mantêm-se assim até que as componentes verticais da velocidade excedam a velocidade de queda. Deste modo, a determinação do transporte sólido em suspensão depende consideravelmente da velocidade de queda das partículas. Por conseguinte, esta é dependente da sua forma geométrica influenciando assim, a sua força de impulsão resultante (USACE, 2010).

Uma vez que as partículas são irregulares, foram desenvolvidas metodologias por diversos autores que tentaram obter uma relação, mediante curvas e tabelas, entre a velocidade de queda e a dimensão das partículas (Vanoni, 2006). O HEC-RAS possui três métodos para calcular a velocidade de queda das partículas, Toffaleti (1968), Van Rijn (1993) e Rubey (1933).

Nesta dissertação foi utilizado o método de Rubey (1933), que consiste numa relação analítica entre o fluido, as propriedades do sedimento e a velocidade de queda das partículas, baseando-se na Lei de Stokes e, uma fórmula para partículas não abrangidas pela região de Stokes. A escolha deste método deve-se ao facto de ser adequada para siltes, areia e cascalho. Rubey (1933) utilizou para a densidade das partículas um valor aproximadamente de 2,65, assim como foi considerado no HEC-RAS, uma vez que a erosão hídrica origina geralmente a presença de quartzo nos vales (USACE, 2010).

A fórmula de velocidade de queda das partículas é dada por:

$$w = F_1 \sqrt{(s - 1)gD} \quad (3.6)$$

em que F_1 é:

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{gD^3(s - 1)}} - \sqrt{\frac{36v^2}{gD^3(s - 1)}} \quad (3.7)$$

3.3 Dados de entrada do modelo

3.3.1 Geometria do vale

Para a modelação no HEC-RAS, foi necessário introduzir a geometria do troço do Ribeiro da Ponte em estudo, sendo que essa tarefa foi previamente realizada por Santos (2012), aquando da análise da onda de cheia do vale a jusante deste mesmo trecho com recurso ao mesmo programa computacional, tendo realizado a sua simulação com água limpa. Esta geometria utilizada foi apresentada em Duque (2011), onde o trecho em estudo foi discretizado em 37 secções, baseadas no levantamento topográfico feito após o incidente, em 2007, apresentado preliminarmente em Franca *et al.* (2007) e dados fornecidos pela entidade proprietária da barragem, Empresa de Exploração Mineira (EDM). O estudo feito por Santos (2012), consistiu em criar um modelo, calibrando o valor do coeficiente de Manning-Strickler ao longo do vale que diz respeito à caracterização da rugosidade no vale, por forma a simular a onda de cheia originada pela rotura da barragem das minas da Fonte Santa, tendo como valor de base de calibração as cotas máximas de cheia atingidas no vale.

No Quadro 3.2, apresentam-se as distâncias das secções consideradas, desde a secção da barragem (38) até ao final do vale (2):

Quadro 3.2: Distância das secções à barragem

<i>Secção</i>	<i>Distância (m)</i>	<i>Secção</i>	<i>Distância (m)</i>
38	0	19	1055.0
37	19.0	18	1092.5
36	41.0	17	1152.5
35	72.0	16	1199.5
34	131.0	15	1206.0
33	154.0	14	1259.0
32	218.5	13	1305.5
31	291.0	12	1417.0
30	340.5	11	1466.5
29	446.0	10	1698.0
28	488.0	9	1746.5
27	532.5	8	1839.0
26	641.0	7	1844.0
25	751.0	6	1857.0
24	816.0	5	1963.0
23	878.5	4	2057.5
22	921.5	3	2094.5
21	961.5	2	2311.5
20	1024.5		

Nesta geometria foram criadas secções interpoladas entre as existentes, com recurso a uma função interpoladora existente no HEC-RAS, com uma distância máxima entre duas secções de 25 m, com o objetivo de refinar a geometria do vale para facilitar a convergência e precisão dos resultados produzidos pelo HEC-RAS.

Na Figura 3.1, mostra-se a configuração em planta do troço do vale a jusante da barragem em estudo, com a indicação da localização neste das secções consideradas, estando o rio orientado da direita para a esquerda:

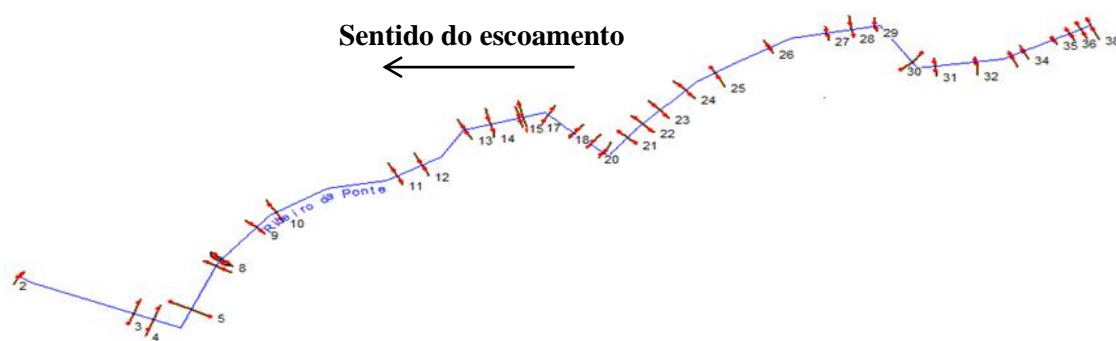


Figura 3.1: Esquema da geometria em planta do vale a jusante da barragem no trecho em estudo

Apresenta-se na Figura 3.2, um esquema representativo da configuração longitudinal do vale antes da ocorrência da rotura da barragem, tal como reconstituído a partir do levantamento efetuado por Franca *et al.* (2007):

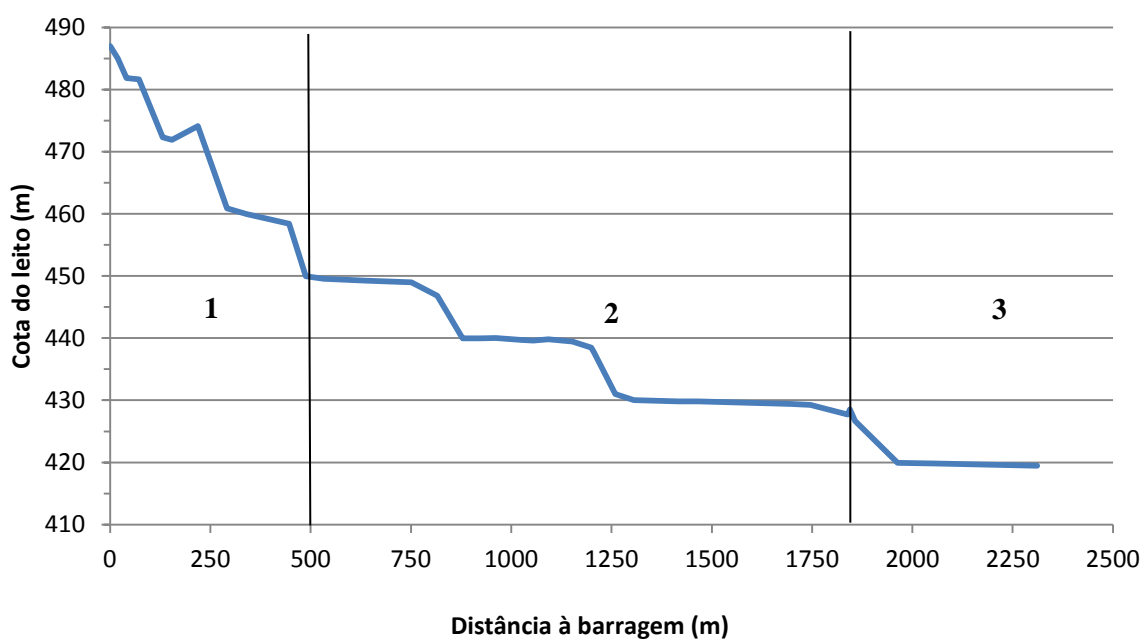


Figura 3.2: Perfil longitudinal do leito do vale a jusante da barragem no trecho em estudo

Para melhor descrever a morfologia do vale, considera-se este dividido em três trechos. No primeiro trecho, desde a barragem até aproximadamente 500 m, a base do vale apresenta uma largura que varia entre os 5 e 25 m, e com declives acentuados, sendo o maior de 20%, correspondente à zona entre os 446 e 488 m. Na Figura 3.3 apresenta-se uma fotografia relativa a uma zona do primeiro trecho após ter ocorrido o acidente.



Figura 3.3: Zona relativa ao primeiro trecho

O segundo trecho, desde os 500 m até próximo dos 1840 m do vale, apresenta uma largura entre os 15 e 30 m e o declive na ordem dos 0,5% tendo apenas duas zonas de inclinação mais acentuada, próxima de 10%, entre a zona dos 816 e 879 m. Apresenta-se na Figura 3.4 a fotografia de uma zona do segundo trecho após a ocorrência do incidente.



Figura 3.4: Zona relativa ao segundo trecho

No que diz respeito ao terceiro trecho, este apresenta um declive suave e uma largura do vale que ronda os 50 m. Aproximadamente a 1840 m a jusante da barragem, entre o trecho 2 e 3, o vale é atravessado por uma pequena ponte que liga duas localidades, cuja secção de escoamento é em forma de ferradura. Na Figura 3.5 apresenta-se uma imagem relativa ao terceiro trecho na zona onde se situa a ponte.



Figura 3.5: Zona relativa ao terceiro trecho

3.3.2 Hidrograma de cheia

Utilizando o modelo com a geometria do vale e o coeficiente de rugosidade calibrado por Santos (2012), procedeu-se à introdução do hidrograma de cheia no HEC-RAS para simulação das alterações morfológicas no vale em regime quase-permanente.

O hidrograma de cheia utilizado, obtido por Duque (2011) com recurso à simulação matemática do processo de rotura efetuado com o modelo STAV, tem a duração de 2h24min, sendo que após a primeira hora o caudal estabiliza em $2 \text{ m}^3/\text{s}$, e apresenta os seguintes valores discretizado em intervalos de 2 min:

Quadro 3.3: Hidrograma de cheia considerado neste estudo (Duque, 2011)

$t_i \text{ (h:min)}$	$Q_i \text{ (m}^3/\text{s)}$	$t_i \text{ (h:min)}$	$Q_i \text{ (m}^3/\text{s)}$
00:00	5.00	00:26	51.00
00:02	11.25	00:28	42.00
00:04	49.50	00:30	39.00
00:06	78.00	00:32	35.25
00:08	99.00	00:34	31.75
00:10	105.75	00:36	27.25
00:12	104.25	00:38	23.50
00:14	99.00	00:40	21.75
00:16	90.00	00:42	19.00
00:18	81.00	00:44	17.20
00:20	73.50	00:46	16.10
00:22	66.00	00:48	13.80
00:24	57.75	00:50	11.40

Quadro 3.4: Hidrograma de cheia considerado neste estudo (Duque, 2011) (continuação)

t_i (h:min)	Q_i (m ³ /s)	t_i (h:min)	Q_i (m ³ /s)
00:52	10.00	01:10	2.00
00:54	09.10	01:12	2.00
00:56	08.00	01:14	2.00
00:58	06.00	01:16	2.00
01:00	04.00	01:18	2.00
01:02	2.00	01:20	2.00
01:04	2.00	01:22	2.00
01:06	2.00	01:24	2.00
01:08	2.00		

Como dito anteriormente, é necessário um hidrograma de escoamento em regime quase-permanente para que o modelo numérico utilizado simule o transporte sólido, embora, o mais adequado para simular uma onda de cheia seja o escoamento em regime variável acompanhado de uma simulação no mesmo regime. Para contornar esta limitação, uma vez que a velocidade e o caudal não são constantes ao longo de todo o vale, após ter sido introduzido o hidrograma de cheia inicial a montante do vale, secção 38, foi utilizada uma ferramenta do HEC-RAS que permite entradas/saídas laterais de caudal (*Uniform Lateral Inflow*), ao longo do trecho em estudo, pretendendo-se assim simular o amortecimento do hidrograma de cheia ao longo do vale cujos dados são fornecidos pela modelação levada a cabo em Santos (2012).

Assim, depois de uma análise do caudal máximo em todas as secções, introduziu-se uma entrada/saída de caudal, variável no tempo, em algumas secções. A escolha das secções para introduzir variação de caudal foi feita com base na maior diferença entre caudal que passa nas sucessivas secções, visível na Figura 3.6.

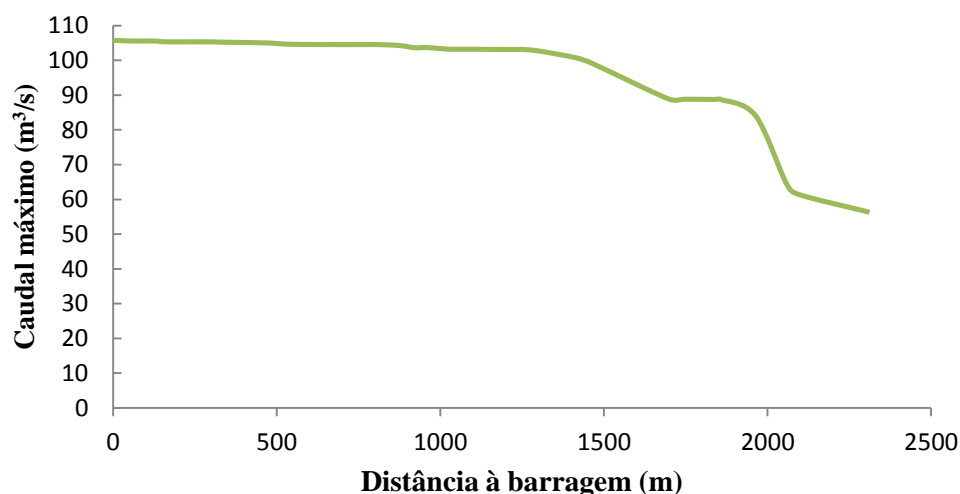


Figura 3.6: Caudal máximo ao longo do vale (Santos, 2012)

Essa variação de caudal, que é introduzida no HEC-RAS, é obtida pela diferença de caudal que passa na secção em causa e o caudal da secção anterior em que também foi introduzida variação de caudal. Na Figura 3.7 apresenta-se, a título de exemplo, a comparação entre o hidrograma de cheia inicial, hidrograma da secção 21 obtido com a modelação apresentada em Santos (2012), e também, a diferença entre o hidrograma da secção 21 e a anterior onde foi aplicada variação de caudal, secção 32, sendo esta diferença que é introduzida no HEC-RAS.

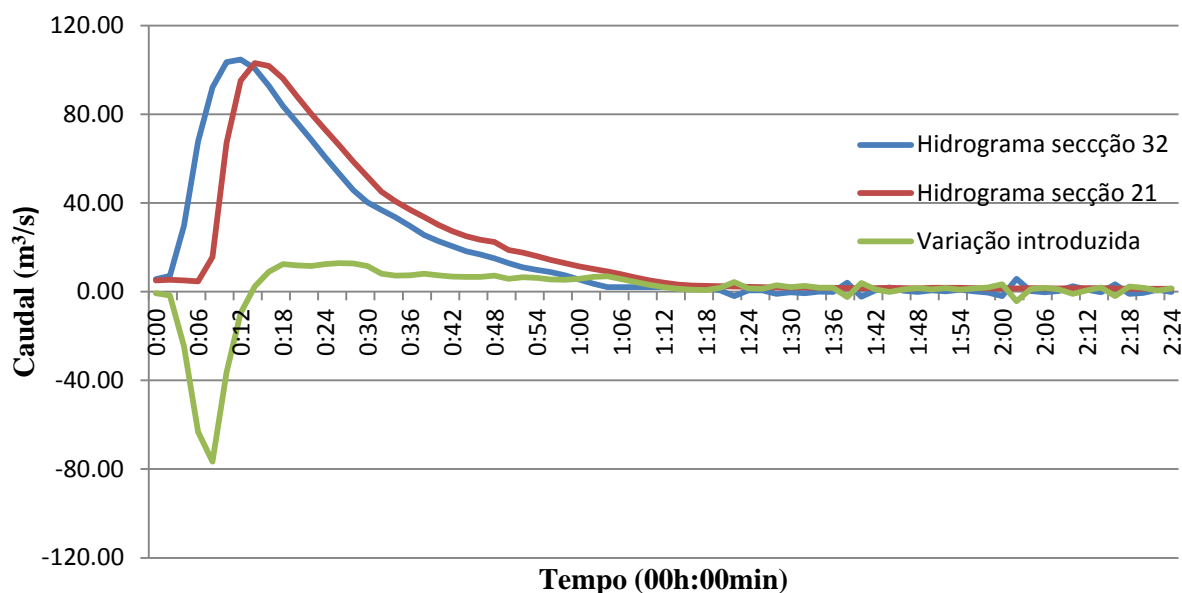


Figura 3.7: Hidrograma de cheia da secção 32 e secção 21 e, variação de caudal introduzida na secção 21 de modo a simular o amortecimento do hidrograma de cheia para jusante desta secção

Foram então obtidas cinco secções que apresentavam maior variação de caudal, secção 32 (218,5 m), 21 (961,5 m), 13 (1305,5 m), 10 (1698,0 m) e secção 4 (2057,5 m), que estão indicadas no esquema ilustrativo na Figura 3.8:

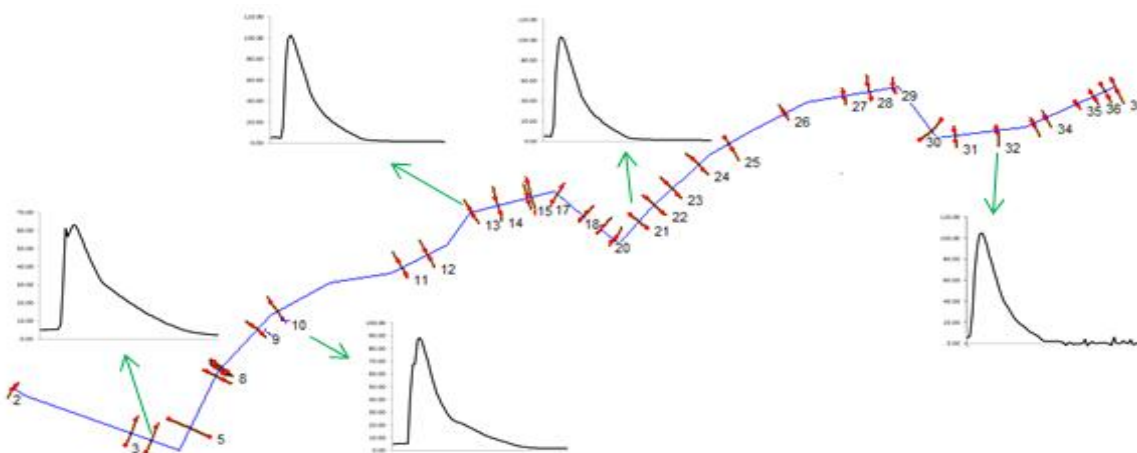


Figura 3.8: Localização das secções onde foi introduzida variação de caudal de modo a simular o amortecimento do hidrograma de cheia ao longo do trecho em estudo

Apresenta-se no Anexo B a variação do caudal das restantes secções consideradas.

3.3.3 Hidrograma de montante de caudal sólido

O hidrograma de cheia associado ao hidrograma de sedimentos, na secção da barragem, constituem as condições de fronteira de montante do modelo de cálculo.

A partir do hidrograma de cheia foi elaborada uma curva que relacionasse o caudal de água em função do tempo com o caudal de sólido. Para isso, foi considerado o volume total de água que efluiu da barragem durante o intervalo de tempo em estudo, 170712 m³ e, foi tida em conta a massa que constituía a barragem, aproximadamente 16450 ton, juntamente com a massa de lamas que estavam depositadas na albufera e libertadas para jusante aquando a rotura, cerca de 5230 ton, dados obtidos por Duque (2011). Assumindo uma relação homotética entre distribuição temporal do caudal de cheia e o caudal sólido, obteve-se o hidrograma de sedimentos apresentado no Quadro 3.5:

Quadro 3.5: Hidrograma de cheia e hidrograma de sedimentos

t_i (min)	Q_i (m ³ /s)	m (ton)	t_i (min)	Q_i (m ³ /s)	m (ton)
00:00	5.00	0.00	00:44	17.20	275.84
00:02	11.25	123.82	00:46	16.10	253.74
00:04	49.50	462.90	00:48	13.80	227.83
00:06	78.00	971.52	00:50	11.40	192.02
00:08	99.00	1348.70	00:52	10.00	163.06
00:10	105.75	1560.15	00:54	9.10	145.54
00:12	104.25	1600.16	00:56	8.00	130.30
00:14	99.00	1548.72	00:58	6.00	106.68
00:16	90.00	1440.14	01:00	4.00	76.20
00:18	81.00	1302.98	01:02	2.00	45.72
00:20	73.50	1177.26	01:04	2.00	30.48
00:22	66.00	1062.96	01:06	2.00	30.48
00:24	57.75	942.95	01:08	2.00	30.48
00:26	51.00	828.65	01:10	2.00	30.48
00:28	42.00	708.64	01:12	2.00	30.48
00:30	39.00	617.20	01:14	2.00	30.48
00:32	35.25	565.77	01:16	2.00	30.48
00:34	31.75	510.53	01:18	2.00	30.48
00:36	27.25	449.57	01:20	2.00	30.48
00:38	23.50	386.70	01:22	2.00	30.48
00:40	21.75	344.80	01:24	2.00	30.48
00:42	19.00	310.51			

Na Figura 3.9 apresenta-se o hidrograma de sedimentos e o hidrograma de cheia, graficamente onde se constata a semelhança entre as curvas por imposição da relação homotética entre ambos.

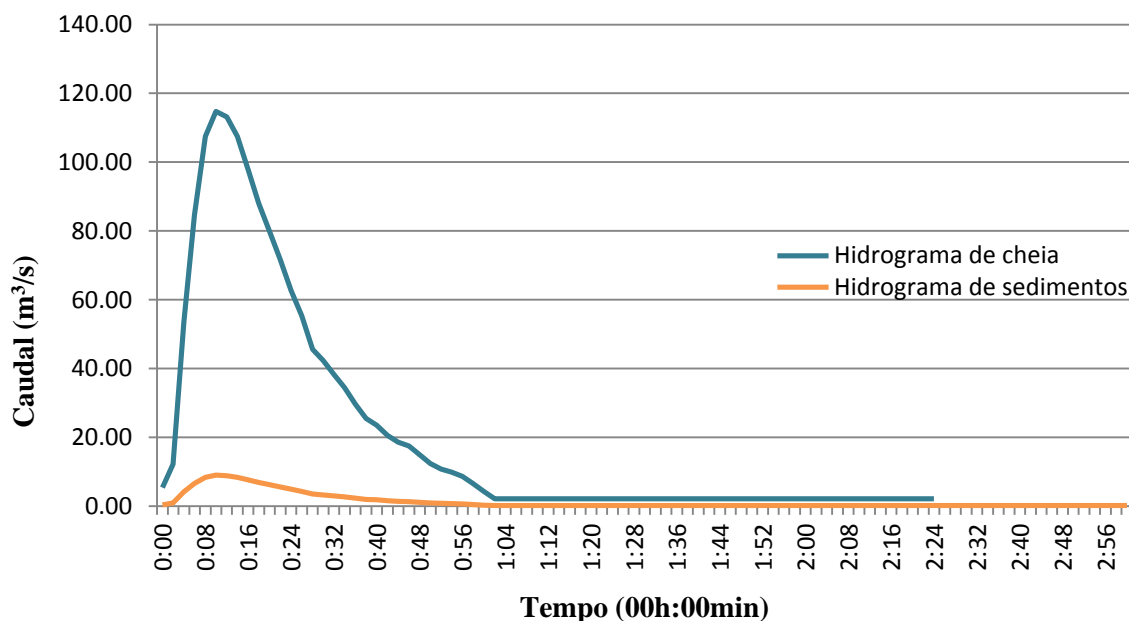


Figura 3.9: Hidrograma de cheia e hidrograma de sedimentos na secção da barragem

Para além da introdução do hidrograma de sedimentos como condição de fronteira de montante, é necessário também diferenciar a quantidade de massa correspondente às lamas acumuladas na barragem, a massa constituinte da barragem e, suas respectivas granulometrias. Como o material de que era constituída a barragem era idêntico ao material do leito do rio na primeira parte do troço em estudo, até cerca de 291 m a jusante da barragem, visto o vale estar artificialmente preenchido com material retirado da barragem para formação de um acesso informal, foi então utilizado tout-venant para este efeito. No que concerne à granulometria das lamas depositadas na barragem, esta foi obtida e facultada pelo laboratório do Instituto Nacional de Engenharia, Tecnologia e Inovação (INETI), e apresenta a seguinte configuração:

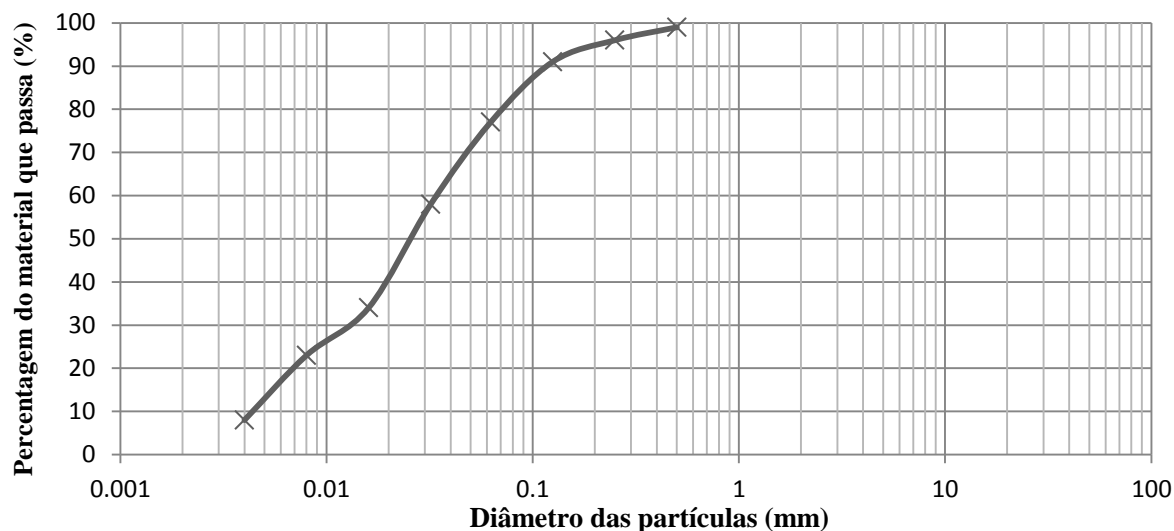


Figura 3.10: Curva granulométrica das lamias acumuladas na barragem

3.3.4 Granulometria dos sedimentos

Posteriormente teve-se que introduzir a granulometria do leito do vale e para isso foi necessário obter uma curva granulométrica para cada material. Os sedimentos são geralmente classificados segundo a gama de valores que se apresenta no Quadro 3.6.

Quadro 3.6: Classificação de sedimentos segundo os seus diâmetros adoptada neste estudo (USACE, 2010)

Classificação	Gama de diâmetros (mm)
Areia muito fina	0.0625-0.125
Areia fina	0.125-0.250
Areia média	0.25-0.50
Areia grosseira	0.50-1.0
Areia muito grosseira	1.0-2.0
Seixo muito fino	2.0-4.0
Seixo fino	4.0-8.0
Seixo médio	8.0-16.0
Seixo grosseiro	16-32
Seixo muito grosseiro	32-64
Calhaus pequenos	64-128
Calhaus grandes	128-256
Blocos pequenos	256-512
Blocos médios	512-1024
Blocos grandes	1024-2048

Partindo apenas da informação incompleta de que o material do leito até 291,0 m a jusante de barragem (secção 31) era composto por agregado britado de granulometria extensa (tout-venant),

utilizado para construir a estrada ao longo da margem direita do rio até essa distância e, com base em fotografias tiradas do local, optou-se por considerar para estudo, duas granulometrias de tout-venant diferentes, tout-venant de 40 mm e de 20 mm, sendo que estas medidas correspondem à dimensão dos agregados compreendidos aproximadamente entre 0 e 40 mm e 0 e 20 mm respectivamente, com o objetivo de encontrar a que originasse melhores resultados. As curvas granulométricas utilizadas para esse troço do vale foram as seguintes:

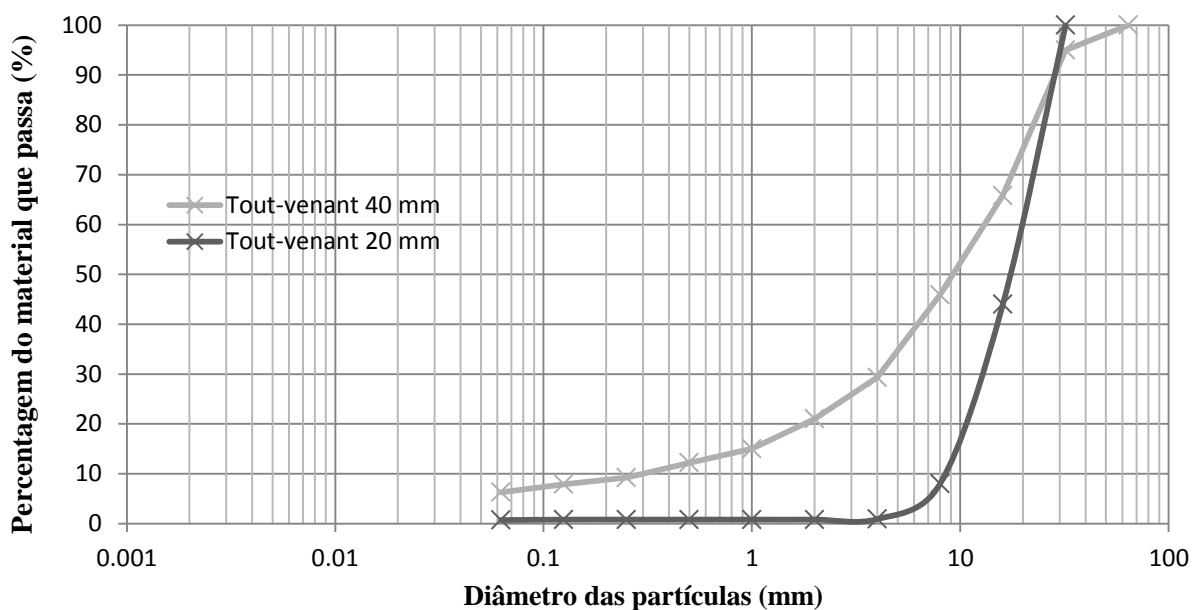


Figura 3.11: Curvas granulométricas de tout-venant de diâmetros característicos 40 e 20 mm (retirado de: <http://www.cimpor-portugal.pt/>)

Para a segunda parte do troço em estudo, com recurso a fotografias obtidas no local após o incidente, pode estipular-se uma granulometria descontínua, com uma grande gama de dimensões mas com ausência de frações granulométricas, que representasse de uma forma aproximada a granulometria do leito nessa zona do vale. Essa granulometria foi denominada por solo *base* para efeitos do presente estudo sendo este o termo utilizado ao longo desta dissertação. No entanto, com a finalidade de fazer uma análise de sensibilidade aos dados, essa granulometria foi minorada e majorada em 50%, com o intuito de encontrar a que melhores resultados apresentasse, situação que será analisada e comentada no Capítulo 4 desta dissertação.

Apresenta-se de seguida na Figura 3.12 a curva granulométrica *base* adotada para a segunda parte do trecho em análise, e as respetivas curvas majoradas e minoradas:

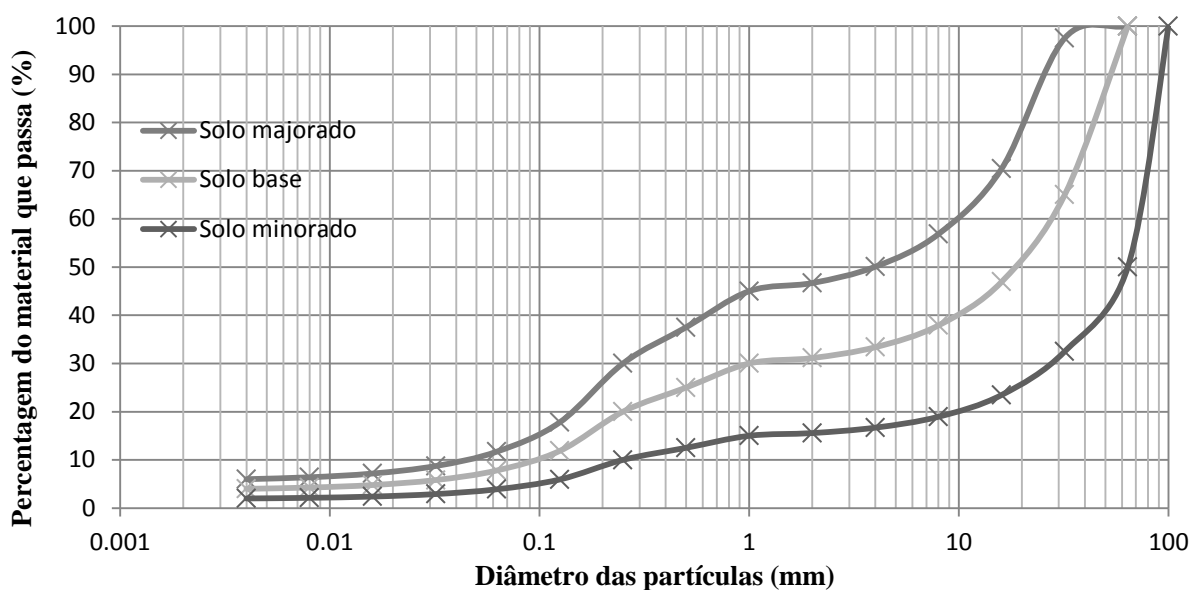


Figura 3.12: Curvas granulométricas do solo na segunda parte do vale a jusante da barragem do trecho em estudo

Ainda como alternativa a estas granulometrias, foram também introduzidas no programa HEC-RAS granulometrias uniformes com D_{50} correspondente a todas as outras curvas granulométricas estudadas.

Os valores das massas volúmicas dos materiais constituintes dos solos utilizados neste estudo, foram os seguintes, correspondendo a valores padrão considerados pelo HEC-RAS e de referir que a massa relativa à argila diz respeito à massa submersa:

Quadro 3.7: Massas volúmicas do material constituinte do solo

Material	Massa volúmica (Kg/m ³)
Areia/Cascalho	1489
Silte	1041
Argila	480

Tem-se assim 12 possibilidades de tipos de solo a serem considerados nas simulações apresentadas no Capítulo 4.

3.3.5 Cálculo da variação da cota do leito

A base para a simulação do movimento vertical do leito é a equação de continuidade de sedimento, conhecida como equação de Exner. Quando ocorre erosão ou deposição durante um certo

intervalo de tempo, o modelo ajusta as elevações do leito consoante os limites móveis da secção transversal.

A equação de Exner é dada por (USACE, 2010):

$$(1 - \lambda_p)B \frac{d\eta}{dt} = -\frac{dQ_s}{dx} \quad (3.8)$$

em que λ_p corresponde ao coeficiente porosidade, η à elevação do leito e Q_s à quantidade de sedimentos transportados.

3.3.6 Calibração da profundidade de erosão do leito

Uma vez inserida a geometria das secções do trecho em estudo, há que limitar a profundidade de material sólido disponível para erosão. Na Figura 3.13 apresenta-se a título demonstrativo os ajustes realizados pelo modelo no caso de ocorrência de erosão, em que a linha contínua corresponde à secção inicial e a tracejada está representado o limite máximo erodível (USACE, 2010):

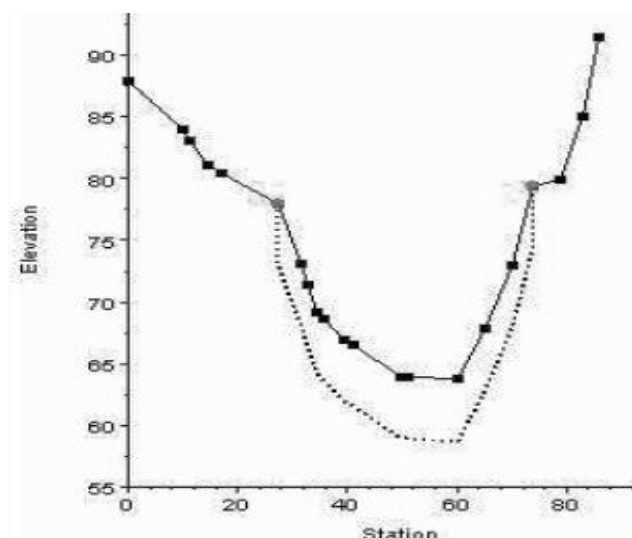


Figura 3.13: Modificação do leito devido à erosão de sedimento (USACE, 2010)

No entanto, a altura de erosão não é um dado muito preciso quando introduzido no HEC-RAS, uma vez que a altura que é dada corresponde apenas a uma eventual erosão, pois esta depende de diversos fatores. Assim sendo, foi necessário calibrar as profundidades nas diversas secções em que houve erosão do leito, com a finalidade de atingir as profundidades de erosão pretendidas, que se aproximassem da realidade.

A título de exemplo, mostra-se de seguida a diferença na alteração da morfologia da primeira secção quando se altera a profundidade de erosão. Na Figura 3.14 está apresentada a morfologia da secção, resultante da introdução da profundidade de erosão realmente atingida (3 m) e a profundidade necessária de introduzir para se obter uma altura próxima do real (8 m).

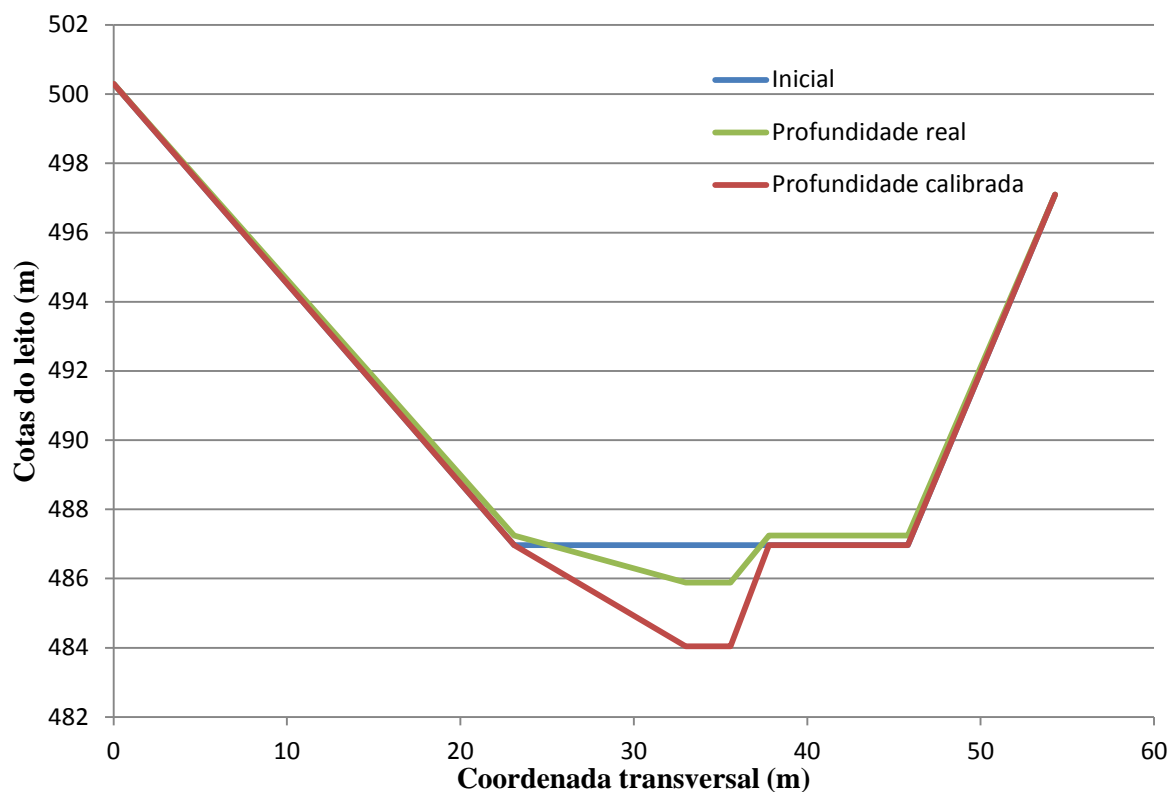


Figura 3.14: Morfologia inicial e final, com diferentes profundidades de erosão; exemplo de cálculo para a secção 38

4. ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1 Análise dos resultados obtidos pelas diferentes fórmulas de transporte

Após terem sido escolhidas as diversas granulometrias para os dois troços do vale a jusante e as quatro fórmulas de transporte de transporte, já referidas, passou-se então às simulações, sendo que, resultaram 12 combinações de granulometria, e que, conjugadas com as fórmulas de transporte, se obtiveram 48 combinações de resultados de erosão/deposição ao longo do vale para análise.

Estes resultados, expressos em toneladas ao longo das 37 secções do vale (2311,5 m), tiveram como base de comparação os seguintes obtidos por Duque (2011):

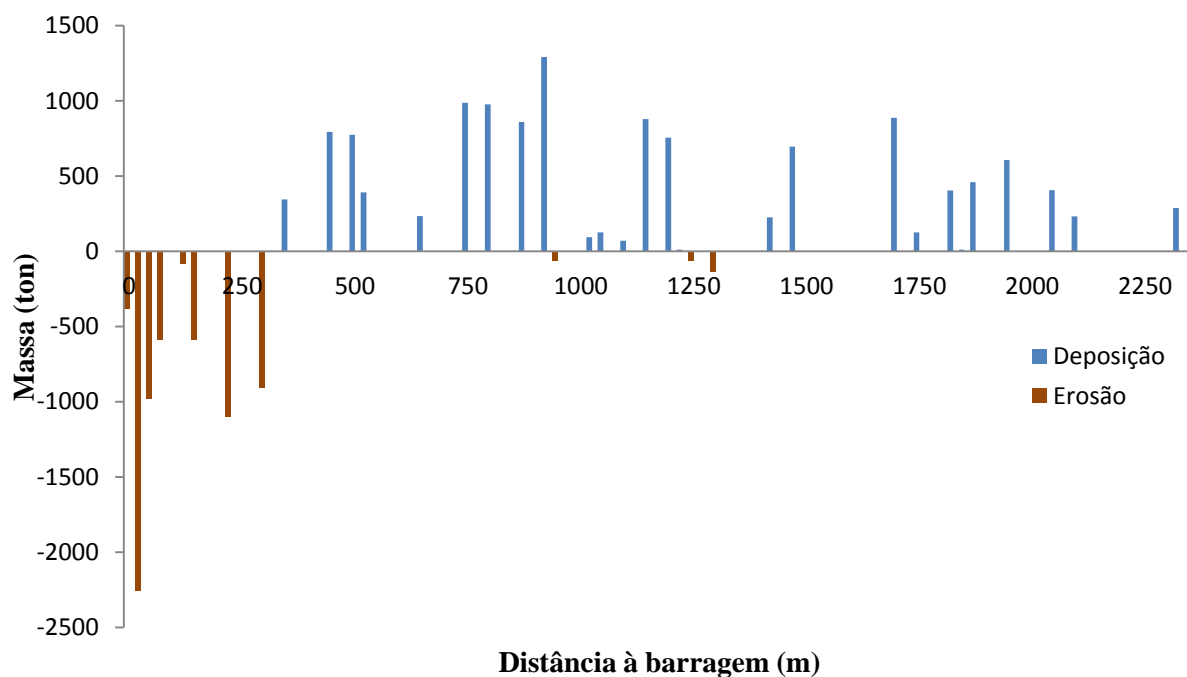


Figura 4.1: Quantidade de massa de sedimentos (ton) erodida e depositada ao longo do vale (Duque, 2011)

Em toda a análise subsequente foram utilizados como base de comparação os dados anteriores obtidos em Duque (2011) no entanto estes apresentam alguns erros dada a incerteza associada aos dados do levantamento no terreno.

No Quadro 4.1, apresenta-se a descrição das 12 combinações de granulometrias consideradas neste estudo, tais como introduzidas em detalhe no subcapítulo 3.3.4:

Quadro 4.1: Descrição das combinações de granulometrias utilizadas

Combinação	Granulometrias	
	1ª parte do troço	2ª parte do troço
1	Tout-venant 40 mm	Solo <i>base</i>
2	Tout-venant 40 mm	Solo <i>minorado</i>
3	Tout-venant 40 mm	Solo <i>majorado</i>
4	Tout-venant 20 mm	Solo <i>base</i>
5	Tout-venant 20 mm	Solo <i>minorado</i>
6	Tout-venant 20 mm	Solo <i>majorado</i>
7	D ₅₀ (tout-venant 40 mm)	D ₅₀ (solo <i>base</i>)
8	D ₅₀ (tout-venant 40 mm)	D ₅₀ (solo <i>minorado</i>)
9	D ₅₀ (tout-venant 40 mm)	D ₅₀ (solo <i>majorado</i>)
10	D ₅₀ (tout-venant 20 mm)	D ₅₀ (solo <i>base</i>)
11	D ₅₀ (tout-venant 20 mm)	D ₅₀ (solo <i>minorado</i>)
12	D ₅₀ (tout-venant 20 mm)	D ₅₀ (solo <i>majorado</i>)

Apresenta-se de seguida no Quadro 4.2 as 48 combinações resultantes da conjugação das granulometrias com as quatro fórmulas de transporte utilizadas neste estudo. De referir que, as siglas A & W referem-se à fórmula de Ackers e White, MPM correspondem à fórmula de transporte de Meyer-Peter Müller e, E & H, dizem respeito à fórmula de Engelund-Hansen.

Quadro 4.2: Combinações das granulometrias com as fórmulas de transporte

	Meyer-Peter Müller	Engelund-Hansen	Ackers & White	Yang
1	MPM - 1	E & H - 1	A & W - 1	Yang - 1
2	MPM - 2	E & H - 2	A & W - 2	Yang - 2
3	MPM - 3	E & H - 3	A & W - 3	Yang - 3
4	MPM - 4	E & H - 4	A & W - 4	Yang - 4
5	MPM - 5	E & H - 5	A & W - 5	Yang - 5
6	MPM - 6	E & H - 6	A & W - 6	Yang - 6
7	MPM - 7	E & H - 7	A & W - 7	Yang - 7
8	MPM - 8	E & H - 8	A & W - 8	Yang - 8
9	MPM - 9	E & H - 9	A & W - 9	Yang - 9
10	MPM - 10	E & H - 10	A & W - 10	Yang - 10
11	MPM - 11	E & H - 11	A & W - 11	Yang - 11
12	MPM - 12	E & H - 12	A & W - 12	Yang - 12

Após se ter simulado todas as 48 combinações no HEC-RAS, tendo-se procedido à calibração da profundidade de erosão tal como descrito em 3.3.6, e obtido os seus resultados, os quais se apresentam no Anexo C, foi feita uma análise em função do erro médio e a variação de massa resultante da erosão e da deposição, com base nos dados apresentados em Duque (2011).

O erro médio absoluto de cada combinação foi determinado segundo a seguinte equação, sendo n_T o número total de secções:

$$\varepsilon_m = \frac{\sum_i (|Massa_{simulação_i} - Massa_{Duque\ 2011_i}|)}{n_T} \quad (4.1)$$

A variação da massa erodida e depositada foi obtida através da diferença entre o somatório da massa obtida pelas simulações (Massa simulação) e o somatório da massa obtida por Duque (2011) (Massa Duque 2011):

$$\Delta m_{erod/dep} = | \sum (Massa_{simulação}) - \sum (Massa_{Duque\ 2011}) | \quad (4.2)$$

Seguidamente apresenta-se um quadro com os resultados respeitantes ao erro médio absoluto, variação da massa erodida e depositada, das 48 combinações consideradas.

Quadro 4.3: Resultados das 48 combinações: erro médio, variação de massa erodida e variação de massa depositada

Combinações	ε_m (ton)	Δm_{erod} (ton)	Δm_{dep} (ton)	Combinações	ε_m (ton)	Δm_{erod} (ton)	Δm_{dep} (ton)
1 - Yang	343.4	160.4	6776.6	1 - MPM	379.8	550.7	5477.5
2 - Yang	355.6	72.8	6329.7	2 - MPM	378.5	560.6	5482.2
3 - Yang	378.0	490.1	6878.5	3 - MPM	376.0	555.9	5472.7
4 - Yang	450.9	4017.8	5875.4	4 - MPM	428.1	5580.4	5477.1
5 - Yang	421.9	4540.1	5359.7	5 - MPM	430.4	5593.4	5258.5
6 - Yang	385.1	754.3	6878.5	6 - MPM	434.7	5533.9	5750.7
7 - Yang	505.6	5063.9	4904.4	7 - MPM	523.7	5872.9	4923.4
8 - Yang	481.2	6085.2	3961.0	8 - MPM	500.8	6811.8	3900.9
9 - Yang	481.5	5975.8	4227.9	9 - MPM	499.6	6742.3	4113.3
10 - Yang	418.5	4315.6	4540.4	10 - MPM	435.1	5133.2	4618.5
11 - Yang	611.6	1925.3	3830.3	11 - MPM	435.6	5133.2	4623.4
12 - Yang	--	--	--	12 - MPM	--	--	--
1 - A & W	431.0	1506.9	5634.2	1 - E & H	470.8	3250.8	2522.6
2 - A & W	403.2	1160.9	5813.3	2 - E & H	466.6	3152.1	2573.8
3 - A & W	420.3	1824.4	5535.9	3 - E & H	471.7	3135.5	2604.8
4 - A & W	442.7	3495.8	5578.3	4 - E & H	612.3	157.9	330.5
5 - A & W	430.8	3935.9	5684.0	5 - E & H	244.7	474.5	699.7
6 - A & W	458.8	2960.4	5428.0	6 - E & H	607.6	285.6	588.2
7 - A & W	516.8	4732.4	5812.8	7 - E & H	535.9	2164.1	1725.4
8 - A & W	479.9	5989.3	5051.0	8 - E & H	560.7	2664.2	178.1
9 - A & W	477.5	5821.6	5168.2	9 - E & H	573.5	2047.9	320.1
10 - A & W	428.3	4145.5	5631.6	10 - E & H	517.3	1799.9	1734.1
11 - A & W	430.2	4151.1	5613.4	11 - E & H	518.0	1878.9	1798.7
12 - A & W	--	--	--	12 - E & H	546.1	47.8	3012.3

No Quadro 4.3, marcado a vermelho estão as combinações que melhores resultados apresentaram no que diz respeito ao erro médio (ϵ_m), diferença de massa erodida e depositada relativamente aos dados obtidos por Duque (2011), ao longo das 37 secções do vale em estudo e para cada fórmula de transporte sólido. A azul encontram-se marcadas as combinações que melhores resultados geraram no que concerne às quantidades totais de massa erodida e depositada para cada fórmula de transporte sólido. É de referir que, para a simulação da combinação 12, apenas foi possível obter resultados com a fórmula de Engelund-Hansen, sendo que, com as restantes fórmulas, as simulações não correram ao longo de todo o período de tempo considerado. Tal aconteceu com as restantes simulações devido, segundo o modelo, à obstrução da secção na zona dos 291 m por sedimentos, impedindo o escoamento do caudal.

Da observação destes valores, pode-se constatar que a combinação que melhores resultados apresenta nos critérios que foram comparados, é a combinação com tout-venant 20 mm na primeira parte do troço e a granulometria de solo *minorado*, com material mais fino, na segunda parte do vale, utilizando a fórmula de transporte de Engelund-Hansen. No entanto, esta análise generalizada de erros médios e quantidades de massas totais não é indicadora da melhor solução para os resultados ao longo de todo o vale pois, como é fácil de perceber, pode haver secções em que há maior massa erodida e menor noutras, e vice-versa, que no final, equilibradas, apresentam resultados mais próximos dos dados que servem como base de comparação. Para evidenciar isso, apresentar-se-á de seguida, uma análise comparativa por meio de gráficos da variação da massa ao longo do vale, com as combinações que melhores resultados apresentaram para cada fórmula, tendo estas sido escolhidas após uma análise de todas as restantes combinações.

Começando pelo resultado obtido através da fórmula de Yang, em que a combinação da granulometria do leito para a qual se obteve melhores valores foi a de tout-venant 40 mm na primeira parte do troço e solo *base* na segunda (Combinação 1 – Yang), apresenta-se na Figura 4.2 a comparação deste com os dados originais.

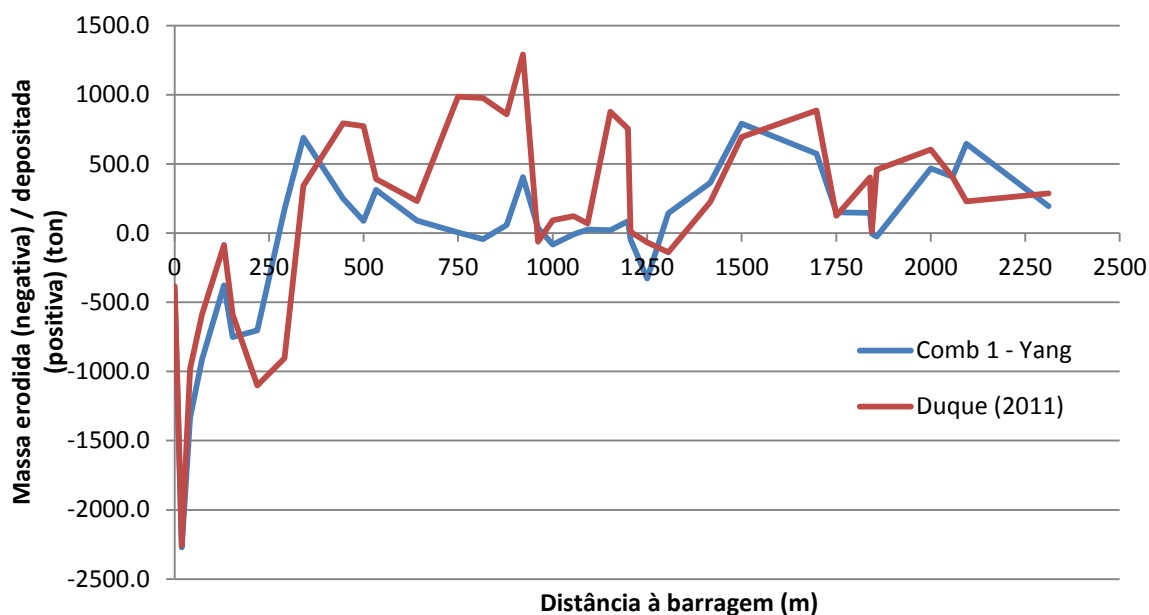


Figura 4.2: Distribuição da variação da massa ao longo do vale: dados relativos à Combinação 1 - Yang e dados de Duque (2011)

Comparando os resultados, observa-se que na parte inicial do vale, desde a barragem até à secção 31 (291,0 m), onde o leito é constituído por tout-venant 40 mm, a solução é muito próxima dos dados de Duque (2011). O mesmo acontece a partir da secção 14 (1259,0 m) até ao final do troço do vale em estudo, a 2311,5 m da barragem. Já no que respeita à zona entre as referidas anteriormente, há uma notável quantidade de massa depositada inferior aos dados de Duque (2011), o que leva a crer que esta zona poderia ter uma granulometria consideravelmente diferente da utilizada nesta simulação.

Apresenta-se de seguida na Figura 4.3, os resultados da simulação obtidos através da fórmula de Ackers e White, com a combinação de tout-venant 40 mm para primeira parte do leito e, solo *minorado* na segunda parte (Combinação 2 – A & W).

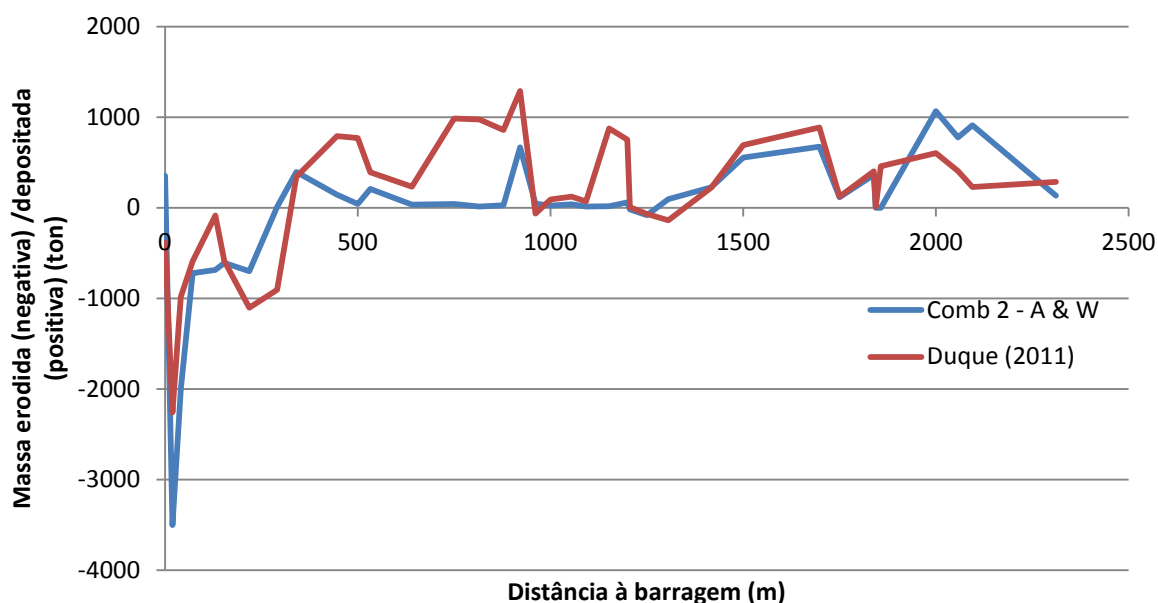


Figura 4.3: Distribuição da variação da massa ao longo do vale: dados relativos à Combinação 2 - Ackers e White e dados de Duque (2011)

Da análise da Figura 4.3, constata-se que na secção imediatamente a jusante da barragem, há deposição de sedimentos, ao contrário do que acontece nos dados de Duque (2011), sendo esta deposição “compensada” por excesso de erosão na secção seguinte. Relativamente aos resultados do restante do vale desta simulação, apresenta uma configuração semelhante à obtida pela fórmula de Yang. De referir que, pela análise global desta configuração com a da Figura 4.2, a fórmula de Ackers e White apresenta maior tendência para erosão que a fórmula de Yang.

Na Figura 4.4, apresentam-se os resultados conseguidos pela fórmula de Meyer-Peter Müller, com *tout-venant* 40 mm na primeira parte do troço e, solo *majorado* na segunda parte (Combinação 3 – MPM).

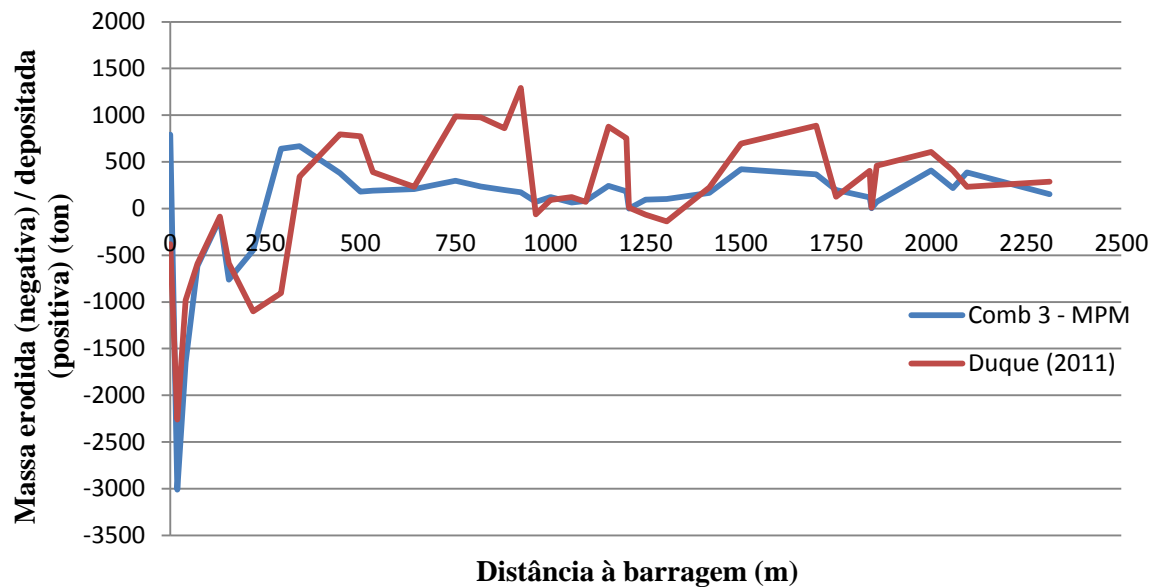


Figura 4.4: Distribuição da variação da massa ao longo do vale: dados relativos à Combinação 3 - Meyer-Peter Müller e dados de Duque (2011)

Analisando a Figura 4.4, verifica-se que a zona da secção inicial apresenta deposição assim como acontece na simulação de Ackers e White, ainda que mais acentuada. A partir dos 19 m, esta simulação apresenta resultados semelhantes aos obtidos pela fórmula de Yang.

Por fim, apresenta-se na Figura 4.5, a simulação que se obteve correndo o modelo através da fórmula de Engelund-Hansen, considerando granulometria de tout-venant 20 mm na parte inicial do vale e, solo *minorado* na segunda parte (Combinação 5 – E & H).

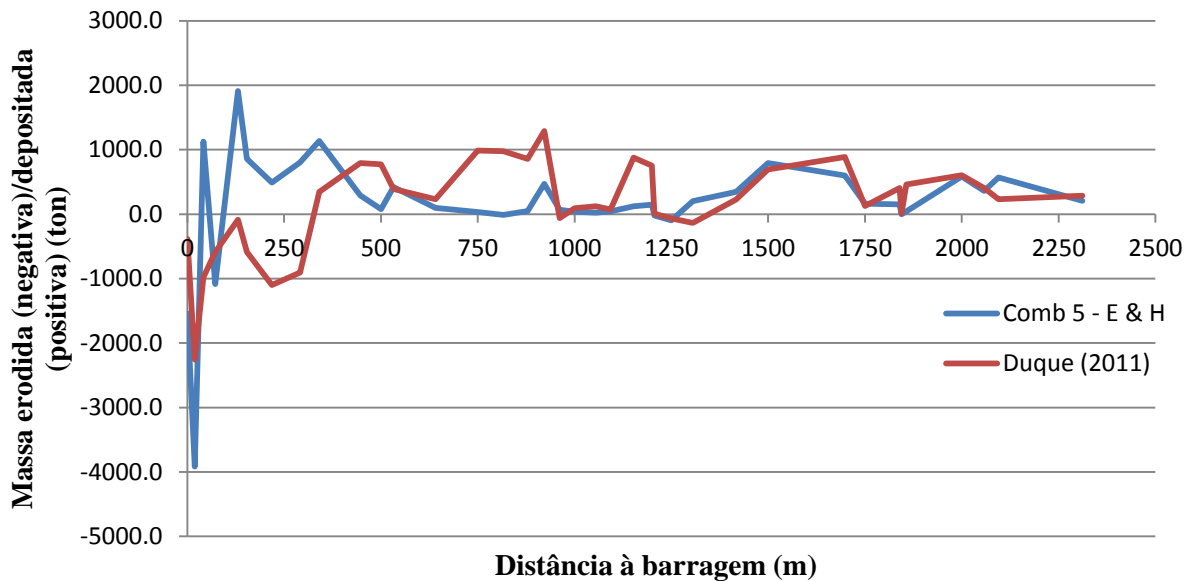


Figura 4.5: Distribuição da variação da massa ao longo do vale: dados relativos à Combinação 5 - Engelund-Hansen e dados de Duque (2011)

Comparando os dados apresentados na Figura 4.5, esta simulação apresenta desde o início do vale até aproximadamente aos 291 m (secção 31), uma configuração e valores muito afastados dos dados de Duque (2011), devendo-se possivelmente esta situação ao fato da fórmula de transporte de Engelund-Hansen ser mais apropriada para leitos constituídos por material arenoso. No que concerne à segunda parte do vale, a partir dos 291 m, esta simulação apresenta resultados relativamente próximos aos obtidos pela simulação de Yang, assim como pela de Meyer-Peter Müller.

A simulação com base na fórmula de Engelund-Hansen, que anteriormente tinha sido referida como a que melhores resultados globais apresentava, não é considerada como a simulação que melhor retrata o incidente porque a configuração final do vale simulada apresenta maior diferença.

Em resumo, e comparando as quatro simulações comparadas anteriormente com os dados do levantamento, apresenta-se na Figura 4.6, um gráfico com a finalidade de escolher aquela que melhores resultados produziu.

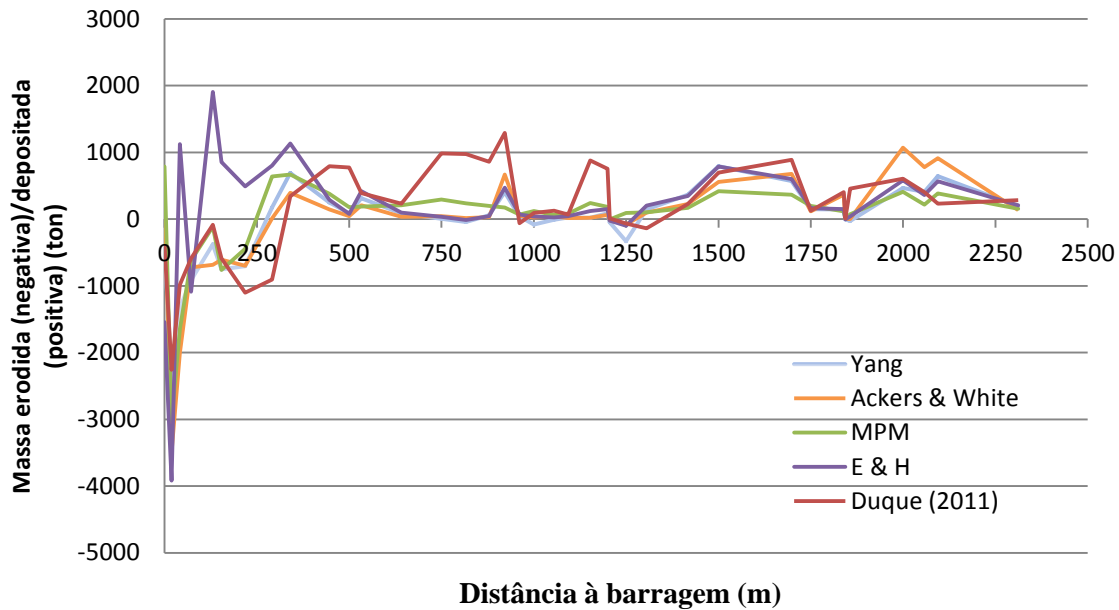


Figura 4.6: Distribuição da variação da massa ao longo do vale: dados relativos aos melhores resultados de cada fórmula de transporte e dados de Duque (2011)

Analisando a Figura 4.6, pode-se constatar que à exceção da fórmula de Engelund-Hansen na primeira parte do vale, até 291 m, as restantes três apresentam uma configuração muito semelhante à dos dados de comparação, ao longo de todo o vale. Como já foi referido anteriormente, na análise de alguns resultados, o trecho entre a secção 31 (291 m) e a secção 15 (1206 m) apresenta quantidades de deposição muito inferiores às que eram esperadas, apesar da configuração ser muito próxima da obtida pelos valores obtidos por Duque (2011). Para tentar corrigir esta diferença de massa seria necessário que fossem consideradas diferentes granulometrias ao longo da segunda parte do vale para obter resultados mais próximos dos pretendidos mas, por falta de elementos de base adicionais, excluiu-se essa hipótese.

Foram ainda feitas análises de sensibilidade com diferentes granulometrias para este trecho, para além das já referidas majorações e minorações da solução de solo *base* mas, nenhuma apresentou resultados que se aproximassem do pretendido.

Exposto isto, a solução que melhor aproximação apresentou foi a obtida pela fórmula de Yang que portanto é alvo de uma análise mais detalhada seguidamente. A simulação corresponde a erros de altura média de deposição e erosão respetivamente, por unidade de área inundada correspondente a 80 mm/m² e 2 mm/m².

4.2 Análise dos resultados obtidos pela fórmula de Yang

4.2.1 Análise do erro absoluto

A análise desta solução foi também feita ao longo do vale por observação do erro absoluto que se apresenta na Figura 4.7.

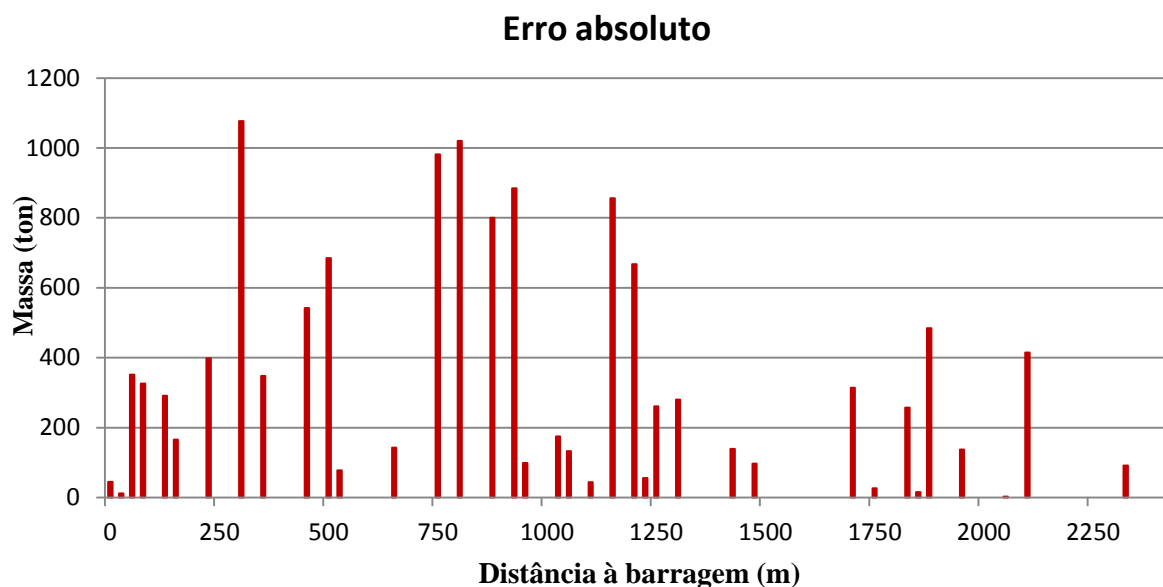


Figura 4.7: Erro absoluto da solução obtida pela fórmula de Yang

Analogamente ao que se constatou na Figura 4.2, a Figura 4.7 mostra que as zonas mais críticas são entre os 751 m e 921,5 m e os 1152,5 m e 1199,5 m. A zona dos 291 m, apresenta também um erro absoluto considerável, podendo este ser justificado pelo facto da diferença abrupta de granulometrias que o HEC-RAS encontra nessa zona, pois os resultados a montante e jusante dessa secção são aceitáveis, não se podendo dizer que é um erro pontual. No entanto, na zona dos 154 m até aos 218,5 m, há um declive negativo no leito do rio, daí a velocidade de escoamento diminuir, que por sua vez leva a uma diminuição do transporte sólido, logo menor erosão e aumento da deposição do material que é transportado.

Em termos de massa, estes erros absolutos, totalizados e contabilizados, correspondem comparativamente aos dados de Duque (2011), a uma quantidade de 160,41 ton erodida superior na simulação e, 6776,60 ton a menos depositada, assim como indicado no Quadro 4.3.

No Anexo D apresentam-se os erros absolutos correspondentes às simulações com as restantes fórmulas de transporte sólido.

4.2.2 Geometria das secções transversais

Partindo da geometria inicial de cada secção foi também possível obter a configuração da geometria após o incidente. Desta forma, apresentam-se de seguida a título de demonstração, algumas das secções onde se pode verificar a alteração da morfologia resultante da simulação no HEC-RAS, bem como a comparação com a morfologia obtida por levantamento topográfico:

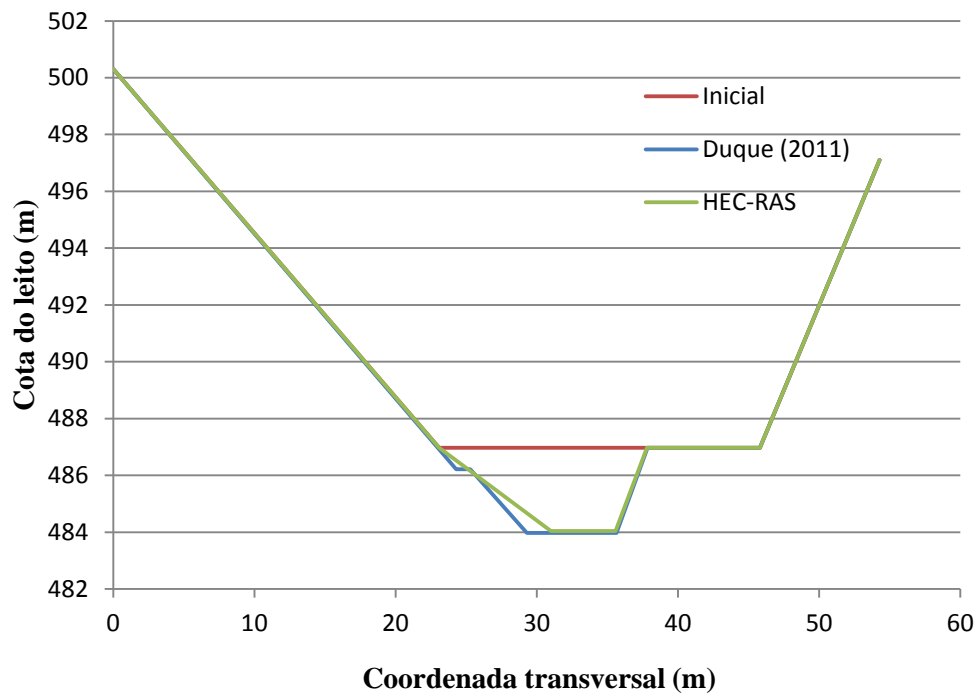


Figura 4.8: Morfologia da secção 38, antes e após o acidente obtida pelo HEC-RAS e de acordo com os resultados apresentados em Duque (2011)



Figura 4.9: Secção 38, vista de jusante

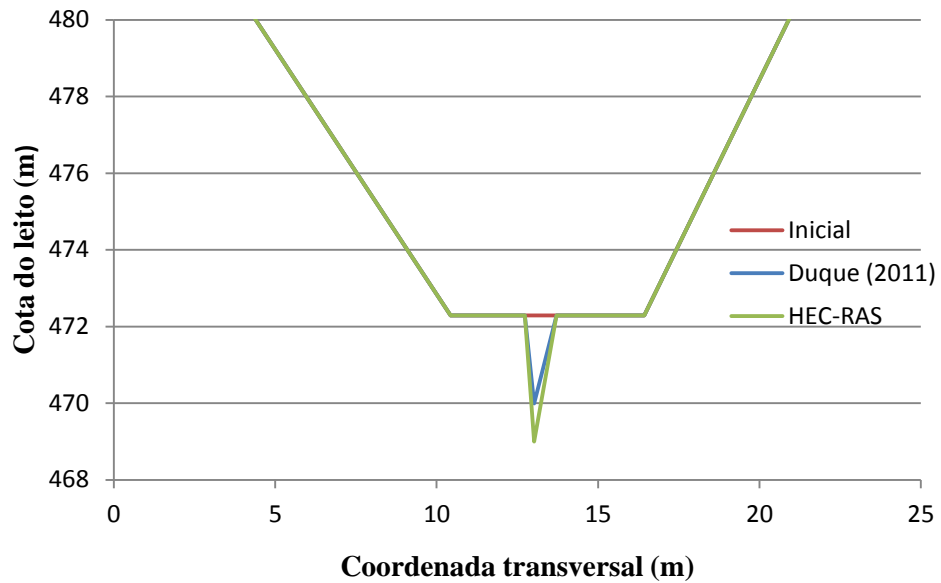


Figura 4.10: Morfologia da secção 34, antes e após o acidente obtida pelo HEC-RAS e de acordo com os resultados apresentados em Duque (2011)



Figura 4.11: Secção 34, vista de jusante

Como se pode verificar nas figuras anteriores respetivas a secções onde houve maioritariamente erosão, a geometria obtida pelo HEC-RAS, utilizando a fórmula de transporte de Yang, é muito próxima daquela que resultou do incidente.

De seguida apresenta-se a morfologia referente a uma secção a aproximadamente 1467 m da barragem (secção 11).

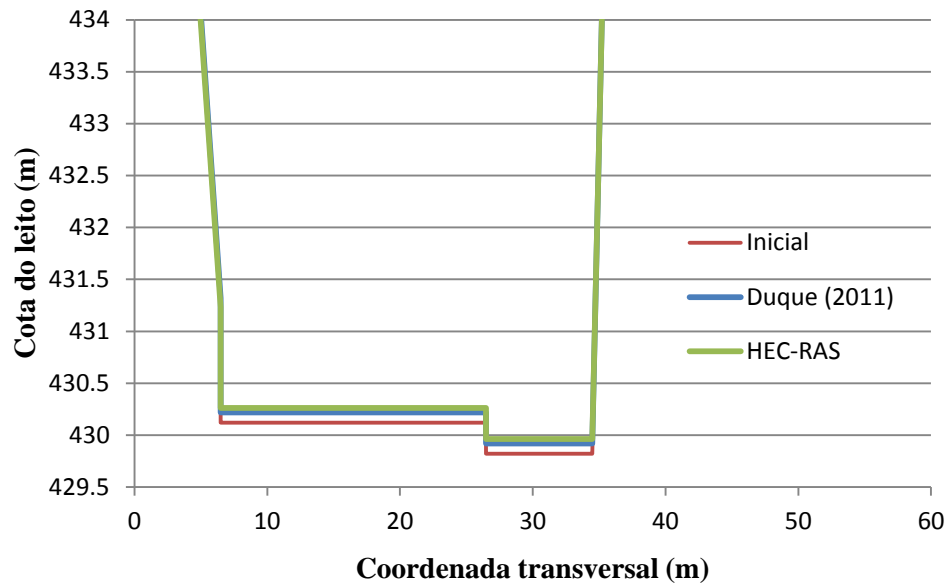


Figura 4.12: Morfologia da seção 11, antes e após o acidente obtida pelo HEC-RAS e de acordo com os resultados apresentados em Duque (2011)



Figura 4.13: Seção 11, vista de jusante

Como se pode verificar nas figuras anteriores, também é evidente a alteração da morfologia do vale nesta seção, desta vez numa zona em que houve deposição de material. No entanto, e uma vez que o vale a esta distância da barragem tem uma grande largura, e as distâncias entre as sucessivas seções é maior que no início do troço, a alteração da morfologia não é tão saliente como nas seções iniciais, onde há maior variação da massa antes e após o incidente.

4.2.3 Perfil longitudinal do leito

Analisando os resultados no que diz respeito à alteração de cota do leito ao longo do vale, é visível a semelhança entre a massa de sedimentos erodida e depositada nas diversas secções. Seguidamente apresenta-se na Figura 4.14, um gráfico que ilustra a elevação do leito antes e após o incidente, tanto com base nos resultados obtidos pelo HEC-RAS, como nos dados originais.

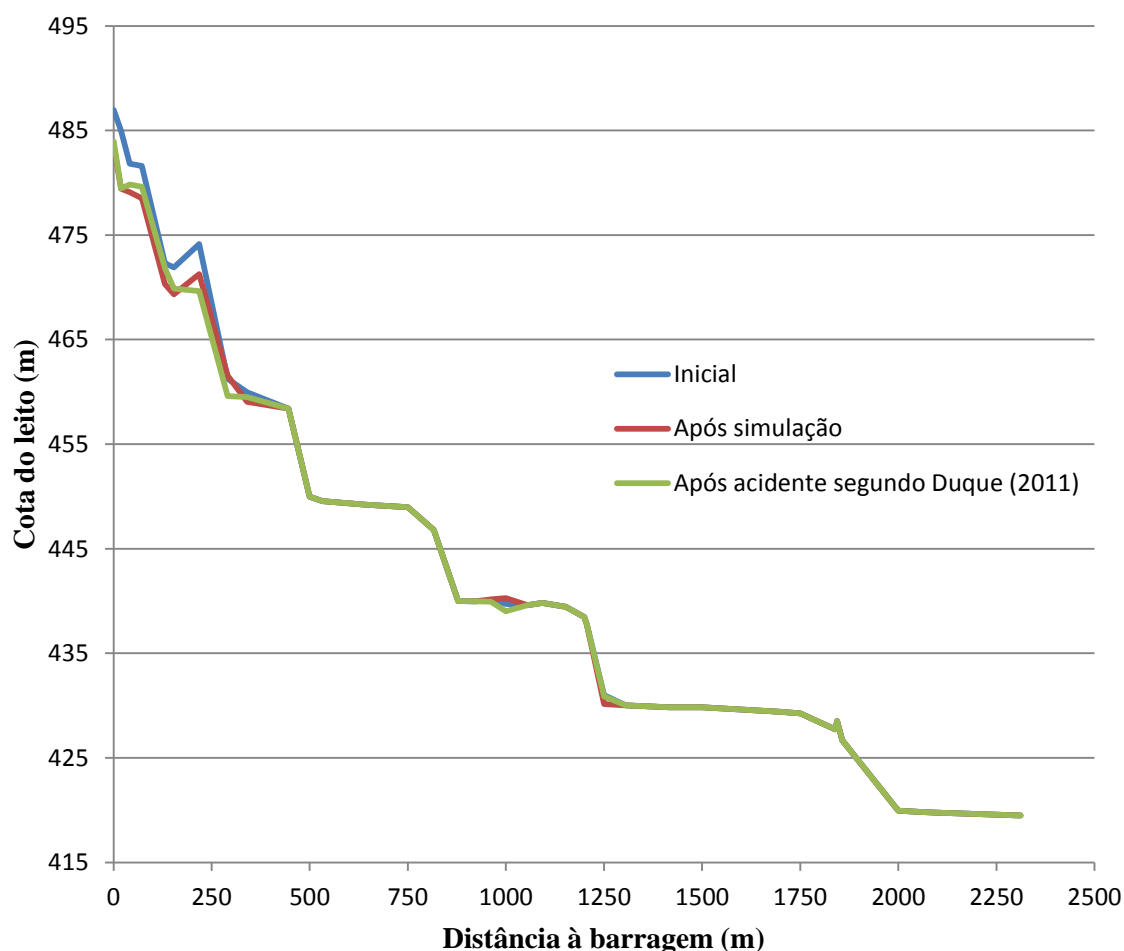


Figura 4.14: Comparação da altimetria do leito do vale, antes e após a simulação, com os dados apresentados em Duque (2011)

Como se pode constatar na Figura 4.14, até aos 291 m, há uma diminuição notória da cota do leito, tal como foi visto aquando da análise da erosão e deposição da massa. Aos 961,5 m, existe deposição de massa nos resultados obtidos pelo HEC-RAS, ao contrário do que acontece na curva que representa os dados de Duque (2011), podendo esta diferença, ser interpretada pelo facto de aquela zona entre os 961,5 m e os 1152,5 m, apresentar uma altimetria aproximadamente constante, o que leva a que haja deposição com mais facilidade. No restante vale, as secções apresentam maiores distâncias entre elas do que no início deste. Assim, apesar de esta ser uma zona maioritariamente de

deposição, isso não é facilmente visível na Figura 4.14, pois a altura de elevação não é tão elevada ao ponto de ser visível quando comparada com as zonas de erosão.

No Anexo D apresentam-se os perfis longitudinais do leito correspondentes às simulações com as restantes fórmulas de transporte sólido.

5. CONCLUSÕES

Com o objetivo de simular as alterações morfológicas ao longo do vale a jusante do Ribeiro da Ponte, originadas pela onda cheia criada pela rotura da barragem das minas de Fonte Santa, foram introduzidos dados no programa computacional HEC-RAS, com os quais se experimentaram diferentes fórmulas de transporte sólido.

Todos os resultados obtidos tiveram como base de comparação os dados apresentados anteriormente em Duque (2011), com origem num levantamento de campo após o acidente.

Conforme foi observado na maioria das simulações, no início do trecho do vale em estudo até aproximadamente 291 m a jusante da barragem, registou-se grande erosão do leito, justificada pelas condições de limite a montante existentes, onda de cheia com grande poder erosivo, aliada ao preenchimento do vale com material erodível. Ao longo do restante do vale, a tendência foi para haver deposição de sedimentos.

Dos resultados obtidos, para a simulação utilizando a fórmula de transporte de Engelund-Hansen não se obtiveram resultados muito satisfatórios na parte inicial do vale, apresentando esta zona uma configuração muito inconstante, variando entre a erosão e deposição de massa. No entanto, as simulações corridas pela fórmula de Engelund-Hansen aproximam-se muito dos dados de Duque (2011), no que respeita às quantidades totais de massa erodida e depositada. Isto é um facto a ter conta pois, se a granulometria do leito na parte inicial fosse constituída por material arenoso, possivelmente esta fórmula seria a que melhores resultados produziria, situação esta que não foi testada por falta de dados para comparação. No entanto, quando comparada com as restantes fórmulas utilizadas nos parâmetros considerados mais relevantes para análise, esta foi a que piores resultados apresentou.

Para o caso das fórmulas de transporte de Ackers e White e, Meyer-Peter Müller, estas apresentam uma deposição na primeira secção, o que não é muito aceitável pois, no início do vale, é suposto haver transporte sólido e não deposição. Já relativamente às restantes secções estas apresentaram uma quantidade de massa erodida e depositada bastante aceitável quando comparada com os dados do levantamento.

Relativamente à fórmula de Yang, e sendo esta a que melhores resultados apresentou, pode-se portanto constatar que é a fórmula que melhor se adequa à simulação do transporte sólido proveniente de um excessivo aumento de caudal, neste caso provocado por uma condição de fronteira, a rotura da barragem. Tal como já foi referido aquando da análise dos resultados obtidos pela fórmula de Yang, estes apresentam uma configuração ao longo do vale das quantidades de massa erodida e depositada muito próximo do que era de esperar, apresentando ainda assim uma reduzida quantidade

de massa depositada entre as distâncias 641,0 m e 961,5 m e, entre 1092,5 e 1206,0 m, a jusante da barragem.

É de certo modo importante referir que, em todas as simulações efetuadas, todas apresentaram valores totais de deposição inferiores ao que era de esperar, podendo tal sugerir um erro da avaliação da deposição aquando do levantamento de campo.

Pretendeu-se com este trabalho analisar os resultados obtidos pelo HEC-RAS, associados a um modelo numérico de regime quase-permanente, comparando-os com os dados obtidos por levantamento topográfico. É importante referir que, sendo a granulometria um fator importante, de grande sensibilidade, e por inexistência de informação sobre a qual era constituído o leito do vale em estudo, esta pode ter sido a principal causa para o afastamento dos resultados do que era pretendido. Ainda assim, em termos gerais, obteve-se uma configuração do perfil longitudinal muito próxima do esperado, à exceção do troço entre os 291 m e os 1206 m, em que se obteve uma reduzida deposição de sedimentos.

Quanto a possíveis trabalhos futuros, seria interessante estudar o mesmo caso com recurso a um outro modelo computacional, capaz de simular em regime variável o escoamento e as alterações morfológicas no vale, para posterior comparação de resultados. Para além disso, e para um estudo completo do incidente ocorrido na barragem das minas da Fonte Santa, seria de grande interesse fazer a análise do impacto do acidente na qualidade da água a jusante.

Bibliografia

- ANPC: *Autoridade Nacional de Protecção Civil*. (2012). Obtido em 3 de Setembro de 2012, de ANPC: <http://www.proteccaocivil.pt/PrevencaoProteccao/RiscosNaturais/Cheias/>
- SNIRH. (2012). Obtido em 26 de Março de 2012, de Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos: <http://snirh.inag.pt/>
- Antão, A. M. (s.d.). *Mecânica dos Solos C*. Lisboa: Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa.
- Ata, R., & Hervouet, J.-M. (30 de Agosto de 2012). Telemac version 6.2, release notes. Telemac-2D and Telemac-3D.
- Bellos, V., & Hrissanthou, V. (2011). Numerical Simulation of a Dam-Break Flood Wave. *European Waters* (pp. 45-53). E.W Publications.
- Berger, R. C., & Stockstill, R. L. (1995). Finite-Element Model for High-Velocity Channels. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 121, 710-716.
- Canelas, R. J. (2010). *2D Mathematical Modeling of Discontinuous Shallow Sediment-laden Flows*. Dissertação de Mestrado IST - Universidade Técnica de Lisboa.
- Canelas, R., Aleixo, R., & Ferreira, R. M. (2012). SPH - based numerical simulation of the velocity field in a dam-break flow. *3rd International Workshop on River and Reservoir Hydrodynamics and Morphodynamics*. Universidade Nova de Lisboa, Caparica.
- Cardoso, A. H. (1984). *Transporte sólido por arrastamento em escoamentos com superfície livre*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Cardoso, A. H. (1998). *Hidráulica Fluvial*. Braga: Fundação Calouste Gulbenkian.
- Chambers, D. M., & Higman, B. (2011). *Long term risks of tailings dam failure*. Montana: Center for Science in Public Participation.
- Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1988). *Applied Hydrology*. McGraw-Hill International Editions.
- CIGB: Commission Internationale des Grands Barrages. (1995). *Ruptures de Barrages Analyse Statistique*. Paris.
- CIGB: Commission Internationale des Grands Barrages. (1998). *Étude d'onde de rupture de barrage*. Paris.
- Decreto Lei nº 344/2007 de 15 de Outubro. (s.d.). Diário da República nº 198/2007 - 1ª série. 7459-7474.
- Duque, M. (2011). *Reconstitution of the failure of the Fonte Santa mine tailings dam*. Dissertação de Mestrado FCT-UNL, Lisboa.

- Ferreira, R. M., Franca, M. J., & Leal, J. G. (2007). Laboratorial and theoretical study of the mobility of gravel and sand mixtures. *5th River Coastal and Estuarine Morphodynamics*, (pp. 531-539). Enschede.
- Ferreira, R. M., Leal, J. G., Gamboa, M., Cupido, C., & Franca, M. J. (2009). Caracterização da onda de inundação em caso de ruptura da barragem de Odelouca. *10º Congresso da Água*.
- Foster, M., & Fell, R. (1999). *A Framework for Estimating the Probability of Failure of Embankment Dams by Internal Erosion and Piping Using Event Tree Methods* (Não consultado). New South Wales: University of New South Wales.
- Franca, M. J., Ferreira, R. M., & Gézero, L. (2007). The failure of the Fonte Santa mine tailings dam (Northeast Portugal). *River Coastal and Estuarine Morphodynamics: RCEM*, (pp. 1153-1160). Enschede.
- Franca, M. J., Quintela, A., Gamboa, M., Cupido, C., Viriato, M., Sousa, J., et al. (2011). Internal emergency action plans for dams - application to the Odelouca earthen dam. *6th International Conference on Dam Engineering*. Lisboa.
- Leal, J. G., Ferreira, R. M., & Cardoso, A. H. (2004). Modelação de ondas de cheia provocadas pela ruptura de barragens - Influência do fundo móvel. *7º Congresso da Água*.
- Lencastre, A., & Franco, F. (1992). *Lições de Hidrologia*. Lisboa: Universidade Nova de Lisboa - Faculdade de Ciências e Tecnologia.
- Neil, C. R. (1967). *Mean velocity criterion for scour of coarse uniform bed material*. Colorado: Proceedings of the XII IAHR Congress (Não consultado).
- Powledge, G., Ralston, D., Miller, P., Chen, Y., Clopper, P., & Temple, D. (1989). Mechanics of Overflow Erosion on Embankments. II: Hydraulic and Design Considerations (Não consultado). *Journal of Hydraulic Engineering Vol. 115*, 1056–1075.
- Quintela, A. C. (1981). *Hidráulica*. Lisboa: Fundação Calouste Gulbenkian.
- Sá, L. (s.d.). *Regulamento de Segurança de Barragens e a Protecção Civil*. Autoridade Nacional de Protecção Civil.
- Santos, R. A. (2012). *Análise da propagação da onda de cheia no vale a jusante da barragem da Fonte Santa*. Dissertação de Mestrado FCT-UNL, Lisboa.
- Scapin, J.; Paiva, J.; Beling, F. (2007). Avaliação de Métodos de Cálculo do Transporte de Sedimentos. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Volume 12 n.4 Out/Dez, 05-21.
- Shields, A. (1936). *Anwendung der Aenlichkeitsmechanik und der Turbulezforschung auf die Geschiebbewegung*. Berlin: PhD thesis, Mitteilungen der Preussischen Versuchsanstalt fur Wasserbau und Schiffbau (Não consultado).
- Singh, V. P. (1996). *Dam Breach Modeling Technology*. Dordrecht: Water Science and Technology Library.

- Sinnakaudan, S. K., Sulaiman, M. S., & Teoh, S. H. (2010). Total bed material load equation for high gradient rivers. *Journal of Hydro-environment Research*, 243-251.
- Toffaleti, F. B. (1968). *A Procedure for Computation of the Total River Sand Discharge and Detailed Distribution, Bed to Surface*. Vicksburg: U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station.
- USACE: US Army Corps of Engineers. (2010). HEC-RAS River Analysis System, Hydraulic Reference Manual.
- Vanoni, V. A. (2006). *Sedimentation Engineering*. Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Vries, M. (1996). *River Engineering*. Delft: Delft University of Technology.
- Wilcock, P. R. (1998). Two-fraction model of initial sediment motion in gravel-bed rivers. *Science*, Vol. 280, 410-412 (Não consultado).
- WISE: World Information Service on Energy. (2011). *World Information Service on Energy - Uranium Project*. Obtido em 28 de Setembro de 2012, de Wise-Uranium: <http://www.wise-uranium.org/>

ANEXOS

Anexo A INTERFACE DO PROGRAMA HEC-RAS

Neste anexo apresenta-se o programa computacional HEC-RAS, ferramenta utilizada para o desenvolvimento da presente dissertação.

Na Figura A.1 apresenta-se o interface principal do programa:

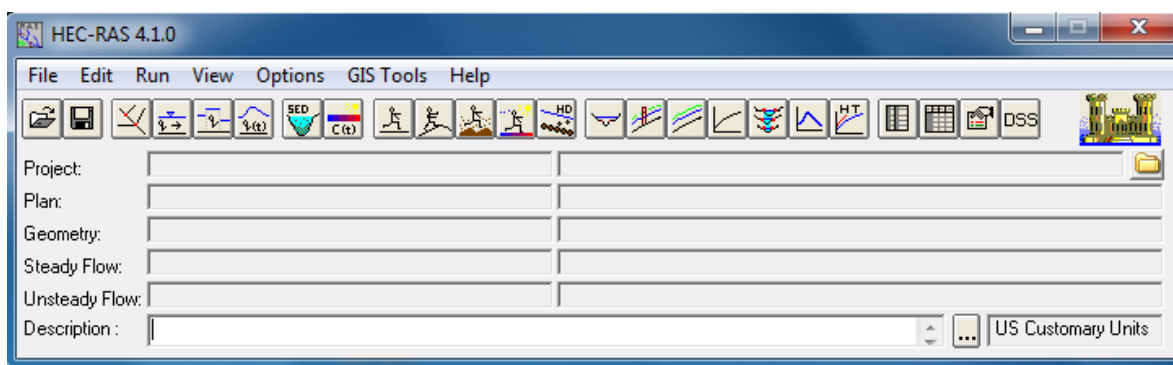


Figura A.1: Interface principal do programa HEC-RAS

Na Figura A.2 apresenta-se a janela na qual são introduzidos todos os dados relativos às condições iniciais e parâmetros de transporte, dos sedimentos tais como, fórmulas de transporte, granulometria, profundidade máxima de erosão e limite das margens do rio.

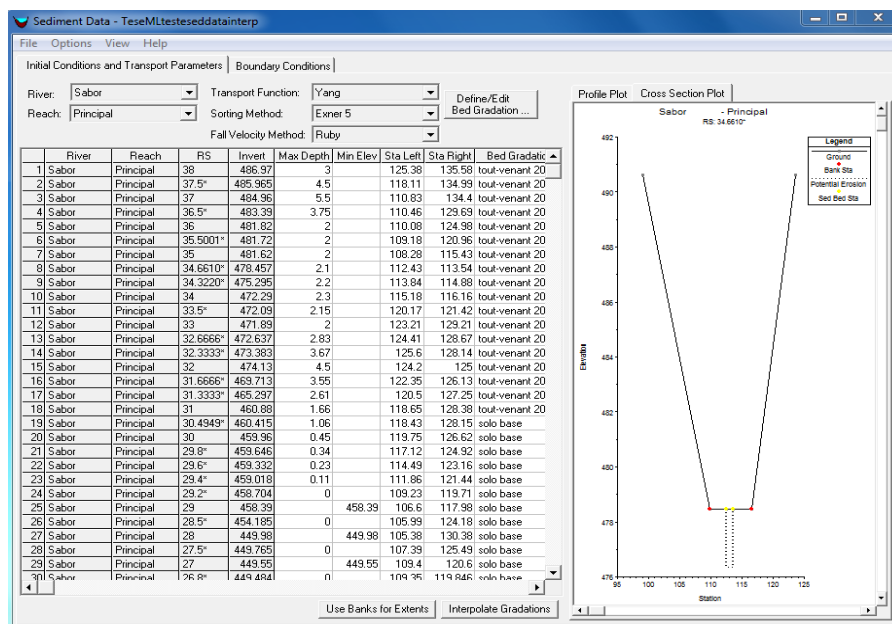


Figura A.2: Janela das condições iniciais e parâmetros de transporte

Relativamente às condições de fronteira referentes aos sedimentos, onde se introduz os dados do hidrograma de sedimentos, bem como a quantidade e respetiva granulometria, de cada material constituinte dessa condição de fronteira, são introduzidas na janela apresentada na Figura A.3:

Sediment Load Series

Select/Enter the Data's Starting Time Reference
☒ Use Simulation Time: Date: 26NOV2006 Time: 0800
☐ Fixed Start Time: Date: Time:

Sediment Series

No. Ordinates	Interpolate Values	Import Dur	Del Row	Ins Row	Simulation Time	Elapsed Time (hours)	Duration (hours)	Sediment Load (tonnes)
1					26Nov2006 08	0.011	0.011	0
2					26Nov2006 08	0.044	0.033	123.8217
3					26Nov2006 08	0.077	0.033	462.9025
4					26Nov2006 08	0.111	0.034	971.5238
5					26Nov2006 08	0.144	0.033	1348.704
6					26Nov2006 08	0.177	0.033	1560.153
7					26Nov2006 08	0.211	0.034	1600.157
8					26Nov2006 08	0.244	0.033	1548.723
9					26Nov2006 08	0.277	0.033	1440.141
10					26Nov2006 08	0.311	0.034	1302.985
11					26Nov2006 08	0.344	0.033	1177.258
12					26Nov2006 08	0.377	0.033	1062.961
13					26Nov2006 08	0.411	0.034	942.9496
14					26Nov2006 08	0.444	0.033	828.6526
15					26Nov2006 08	0.477	0.033	708.6409
16					26Nov2006 08	0.511	0.034	617.2034
17					26Nov2006 08	0.544	0.033	565.7698
18					26Nov2006 08	0.577	0.033	510.5262
19					26Nov2006 08	0.6109999	0.034	449.5679

Gradation Rating Curve

Number of flow-load points: 2 sets

Total Load (tonnes)	5226	16453
1 Clay		0.08
2 VFM		0.23
3 FM		0.34
4 MM		0.58
5 CM	0.063	0.77
6 VFS	0.079	0.91
7 FS	0.092	0.96
8 MS	0.122	0.99
9 CS	0.15	
10 VCS	0.21	
11 VFG	0.293	
12 FG	0.459	
13 MG	0.658	
14 CG	0.95	
15 VCG		
16 SC		
17 LC		
18 SB		
19 MB		

Plot ... OK Cancel

Figura A.3: Janela das condições de fronteira relativas aos sedimentos

Por fim, apresenta-se na Figura A.4 a janela onde é inserida os dados relativos ao hidrograma de cheia considerado para o transporte sólido.

Flow Series for Sabor Principal 38

Select/Enter the Data's Starting Time Reference
☒ Use Simulation Time: Date: 26NOV2006 Time: 0800
☐ Fixed Start Time: Date: Time:

Hydrograph Data

No. Ordinates	Interpolate Values	Del Row	Ins Row	Simulation Time	Elapsed Time (hours)	Flow Duration (hours)	Computation Increment (hours)	Flow (m3/s)
1				26Nov2006 0800	0.011	0.011	0.01	5
2				26Nov2006 0800	0.044	0.033	0.01	11.25
3				26Nov2006 0802	0.077	0.033	0.01	49.5
4				26Nov2006 0804	0.111	0.034	0.01	78
5				26Nov2006 0806	0.144	0.033	0.01	99
6				26Nov2006 0808	0.177	0.033	0.01	105.75
7				26Nov2006 0810	0.211	0.034	0.01	104.25
8				26Nov2006 0812	0.244	0.033	0.01	99
9				26Nov2006 0814	0.277	0.033	0.01	90
10				26Nov2006 0816	0.311	0.034	0.01	81
11				26Nov2006 0818	0.344	0.033	0.01	73.5
12				26Nov2006 0820	0.377	0.033	0.01	66
13				26Nov2006 0822	0.411	0.034	0.01	57.75
14				26Nov2006 0824	0.444	0.033	0.01	51
15				26Nov2006 0826	0.477	0.033	0.01	42
16				26Nov2006 0828	0.511	0.034	0.01	39
17				26Nov2006 0830	0.544	0.033	0.01	35.25

☐ Compute computation increments based on flow

Plot ... OK Cancel

Figura A.4: Janela do hidrograma de cheia

Anexo B VARIAÇÃO DO CAUDAL

Neste anexo apresentam-se as variações de caudal das secções em que foram consideradas entradas ou saídas laterais de caudal.

Quadro B.1: Variação do caudal na secção 32

t_i (min)	Q_i (m ³ /s)	Q_{inic}	ΔQ (m ³ /s)	t_i (min)	Q_i (m ³ /s)	Q_{inic}	ΔQ (m ³ /s)
00:00:00	5.67	5	0.67	01:14:00	2.00	2	0.00
00:02:00	7.12	11.25	-4.13	01:16:00	2.00	2	0.00
00:04:00	29.74	49.5	-19.76	01:18:00	1.83	2	1.39
00:06:00	67.82	78	-10.18	01:20:00	0.65	2	3.82
00:08:00	92.18	99	-6.82	01:22:00	-1.96	2	-1.13
00:10:00	103.57	105.75	-2.18	01:24:00	0.64	2	3.56
00:12:00	104.73	104.25	0.48	01:26:00	0.67	2	-0.69
00:14:00	100.65	99	1.65	01:28:00	-0.95	2	-2.75
00:16:00	92.93	90	2.93	01:30:00	-0.18	2	2.37
00:18:00	83.75	81	2.75	01:32:00	-0.68	2	-3.17
00:20:00	76.27	73.5	2.77	01:34:00	-0.01	2	-1.43
00:22:00	68.69	66	2.69	01:36:00	-0.03	2	29.08
00:24:00	60.65	57.75	2.90	01:38:00	4.08	2	0.53
00:26:00	53.12	51	2.12	01:40:00	-2.30	2	-2.02
00:28:00	45.87	42	3.87	01:42:00	0.68	2	1.91
00:30:00	40.37	39	1.37	01:44:00	1.85	2	-1.96
00:32:00	36.93	35.25	1.68	01:46:00	0.51	2	-1.73
00:34:00	33.49	31.75	1.74	01:48:00	-0.11	2	-5.87
00:36:00	29.59	27.25	2.34	01:50:00	0.65	2	-0.41
00:38:00	25.60	23.5	2.10	01:52:00	0.19	2	1.70
00:40:00	22.82	21.75	1.07	01:54:00	0.84	2	4.56
00:42:00	20.58	19	1.58	01:56:00	0.20	2	-14.51
00:44:00	18.28	17.2	1.08	01:58:00	-0.35	2	-2.85
00:46:00	16.77	16.1	0.67	02:00:00	-1.91	2	-6.74
00:48:00	15.11	13.8	1.31	02:02:00	5.84	2	6.84
00:50:00	12.97	11.4	1.57	02:04:00	0.36	2	-3.76
00:52:00	11.07	10	1.07	02:06:00	-0.26	2	-2.76
00:54:00	9.80	9.1	0.70	02:08:00	0.37	2	-1.21
00:56:00	8.79	8	0.79	02:10:00	2.54	2	1.53
00:58:00	7.42	6	1.42	02:12:00	0.95	2	0.33
01:00:00	5.59	4	1.59	02:14:00	-0.27	2	-0.92
01:02:00	3.61	2	1.61	02:16:00	3.40	2	1.84
01:04:00	2.10	2	0.10	02:18:00	-0.98	2	-0.69
01:06:00	2.03	2	0.03	02:20:00	-0.53	2	8.15
01:08:00	2.01	2	0.01	02:22:00	0.90	2	0.23
01:10:00	2.00	2	0.00	02:24:00	-0.12	2	-1.55
01:12:00	2.00	2	0.00				

Quadro B.2: Variação do caudal na secção 21

t_i (min)	Q_i (m ³ /s)	Q_{inic}	ΔQ (m ³ /s)	t_i (min)	Q_i (m ³ /s)	Q_{inic}	ΔQ (m ³ /s)
00:00:00	5.03	5	-0.64	01:52:00	1.82	2	1.64
00:02:00	5.43	11.25	-1.69	01:54:00	1.76	2	0.91
00:04:00	5.16	49.5	-24.58	01:56:00	1.65	2	1.45
00:06:00	4.69	78	-63.13	01:58:00	1.53	2	1.88
00:08:00	15.58	99	-76.60	02:00:00	1.48	2	3.39
00:10:00	67.19	105.75	-36.38	02:02:00	1.54	2	-4.30
00:12:00	95.14	104.25	-9.59	02:04:00	1.58	2	1.22
00:14:00	103.07	99	2.42	02:06:00	1.54	2	1.80
00:16:00	101.90	90	8.97	02:08:00	1.50	2	1.13
00:18:00	96.15	81	12.40	02:10:00	1.57	2	-0.97
00:20:00	88.13	73.5	11.86	02:12:00	1.62	2	0.68
00:22:00	80.32	66	11.63	02:14:00	1.59	2	1.85
00:24:00	73.11	57.75	12.47	02:16:00	1.47	2	-1.93
00:26:00	65.97	51	12.86	02:18:00	1.36	2	2.34
00:28:00	58.69	42	12.82	02:20:00	1.30	2	1.83
00:30:00	51.94	39	11.57	02:22:00	1.31	2	0.42
00:32:00	45.11	35.25	8.18	02:24:00	1.35	2	1.47
00:34:00	40.69	31.75	7.21				
00:36:00	36.99	27.25	7.40				
00:38:00	33.66	23.5	8.06				
00:40:00	30.26	21.75	7.44				
00:42:00	27.40	19	6.82				
00:44:00	25.02	17.2	6.73				
00:46:00	23.42	16.1	6.65				
00:48:00	22.44	13.8	7.33				
00:50:00	18.75	11.4	5.78				
00:52:00	17.64	10	6.57				
00:54:00	16.06	9.1	6.26				
00:56:00	14.40	8	5.60				
00:58:00	12.86	6	5.44				
01:00:00	11.46	4	5.87				
01:02:00	10.26	2	6.65				
01:04:00	9.08	2	6.98				
01:06:00	7.78	2	5.74				
01:08:00	6.42	2	4.41				
01:10:00	5.15	2	3.15				
01:12:00	4.02	2	2.02				
01:14:00	3.29	2	1.29				
01:16:00	2.85	2	0.86				
01:18:00	2.58	2	0.75				
01:20:00	2.44	2	1.79				
01:22:00	2.38	2	4.34				
01:24:00	2.21	2	1.56				
01:26:00	2.00	2	1.33				
01:28:00	1.94	2	2.88				
01:30:00	1.94	2	2.12				
01:32:00	1.91	2	2.59				
01:34:00	1.81	2	1.82				
01:36:00	1.74	2	1.77				
01:38:00	1.64	2	-2.43				
01:40:00	1.67	2	3.97				
01:42:00	1.70	2	1.02				
01:44:00	1.73	2	-0.12				
01:46:00	1.58	2	1.06				
01:48:00	1.56	2	1.67				
01:50:00	1.74	2	1.09				

Quadro B.3: Variação do caudal na secção 13

t_i (min)	Q_i (m ³ /s)	Q_{inic}	ΔQ (m ³ /s)	t_i (min)	Q_i (m ³ /s)	Q_{inic}	ΔQ (m ³ /s)
00:00:00	5.0	5	-0.02	01:52:00	1.59	2	-0.23
00:02:00	5.43	11.25	0.00	01:54:00	1.70	2	-0.05
00:04:00	5.42	49.5	0.27	01:56:00	1.79	2	0.13
00:06:00	5.27	78	0.58	01:58:00	1.76	2	0.23
00:08:00	4.87	99	-10.71	02:00:00	1.68	2	0.20
00:10:00	15.79	105.75	-51.40	02:02:00	1.57	2	0.03
00:12:00	75.59	104.25	-19.55	02:04:00	1.51	2	0.07
00:14:00	98.13	99	-4.94	02:06:00	1.53	2	0.00
00:16:00	102.63	90	0.73	02:08:00	1.57	2	0.06
00:18:00	99.7	81	3.56	02:10:00	1.55	2	-0.03
00:20:00	92.64	73.5	4.51	02:12:00	1.52	2	-0.1
00:22:00	85.40	66	5.08	02:14:00	1.56	2	-0.03
00:24:00	78.15	57.75	5.04	02:16:00	1.60	2	0.13
00:26:00	71.20	51	5.23	02:18:00	1.59	2	0.23
00:28:00	64.28	42	5.59	02:20:00	1.50	2	0.20
00:30:00	57.28	39	5.34	02:22:00	1.41	2	0.10
00:32:00	50.39	35.25	5.27	02:24:00	1.34	2	-0.01
00:34:00	44.27	31.75	3.58				
00:36:00	40.08	27.25	3.08				
00:38:00	36.42	23.5	2.75				
00:40:00	33.30	21.75	3.04				
00:42:00	30.07	19	2.67				
00:44:00	27.38	17.2	2.37				
00:46:00	25.08	16.1	1.66				
00:48:00	23.53	13.8	1.09				
00:50:00	21.08	11.4	2.32				
00:52:00	18.97	10	1.33				
00:54:00	17.69	9.1	1.63				
00:56:00	16.18	8	1.79				
00:58:00	14.71	6	1.85				
01:00:00	13.27	4	1.80				
01:02:00	11.92	2	1.66				
01:04:00	10.76	2	1.68				
01:06:00	9.61	2	1.83				
01:08:00	8.42	2	2.00				
01:10:00	7.15	2	2.00				
01:12:00	5.93	2	1.90				
01:14:00	4.89	2	1.60				
01:16:00	3.99	2	1.13				
01:18:00	3.44	2	0.86				
01:20:00	3.06	2	0.62				
01:22:00	2.79	2	0.41				
01:24:00	2.63	2	0.43				
01:26:00	2.49	2	0.49				
01:28:00	2.31	2	0.37				
01:30:00	2.10	2	0.16				
01:32:00	2.03	2	0.11				
01:34:00	1.99	2	0.18				
01:36:00	1.94	2	0.20				
01:38:00	1.85	2	0.21				
01:40:00	1.77	2	0.10				
01:42:00	1.69	2	-0.01				
01:44:00	1.68	2	-0.06				
01:46:00	1.70	2	0.12				
01:48:00	1.72	2	0.15				
01:50:00	1.63	2	-0.11				

Quadro B.4: Variação do caudal na secção 10

t_i (min)	Q_i (m ³ /s)	Q_{inic}	ΔQ (m ³ /s)	t_i (min)	Q_i (m ³ /s)	Q_{inic}	ΔQ (m ³ /s)
00:00:00	5.01	5	-0.01	01:52:00	2.39	2	0.80
00:02:00	5.25	11.25	-0.17	01:54:00	2.19	2	0.49
00:04:00	5.27	49.5	-0.15	01:56:00	2.03	2	0.24
00:06:00	5.31	78	0.04	01:58:00	1.90	2	0.14
00:08:00	5.34	99	0.47	02:00:00	1.82	2	0.15
00:10:00	5.32	105.75	-10.47	02:02:00	1.78	2	0.21
00:12:00	5.31	104.25	-70.28	02:04:00	1.76	2	0.25
00:14:00	41.18	99	-56.96	02:06:00	1.74	2	0.21
00:16:00	67.12	90	-35.51	02:08:00	1.71	2	0.15
00:18:00	67.9	81	-31.82	02:10:00	1.68	2	0.13
00:20:00	86.64	73.5	-6.00	02:12:00	1.64	2	0.12
00:22:00	88.39	66	2.99	02:14:00	1.62	2	0.07
00:24:00	84.23	57.75	6.08	02:16:00	1.59	2	-0.01
00:26:00	78.23	51	7.03	02:18:00	1.58	2	-0.01
00:28:00	71.66	42	7.38	02:20:00	1.57	2	0.07
00:30:00	64.92	39	7.64	02:22:00	1.57	2	0.16
00:32:00	58.09	35.25	7.70	02:24:00	1.57	2	0.23
00:34:00	51.25	31.75	6.98				
00:36:00	45.34	27.25	5.26				
00:38:00	40.71	23.5	4.30				
00:40:00	36.95	21.75	3.65				
00:42:00	33.65	19	3.58				
00:44:00	30.32	17.2	2.94				
00:46:00	27.47	16.1	2.39				
00:48:00	25.19	13.8	1.65				
00:50:00	23.84	11.4	2.76				
00:52:00	22.53	10	3.57				
00:54:00	22.38	9.1	4.69				
00:56:00	21.44	8	5.26				
00:58:00	20.61	6	5.90				
01:00:00	19.68	4	6.41				
01:02:00	18.74	2	6.82				
01:04:00	17.86	2	7.10				
01:06:00	16.97	2	7.36				
01:08:00	16.05	2	7.63				
01:10:00	14.97	2	7.82				
01:12:00	14.02	2	8.10				
01:14:00	13.08	2	8.19				
01:16:00	12.13	2	8.15				
01:18:00	11.30	2	7.86				
01:20:00	10.57	2	7.51				
01:22:00	9.85	2	7.06				
01:24:00	9.21	2	6.58				
01:26:00	8.62	2	6.12				
01:28:00	8.04	2	5.73				
01:30:00	7.48	2	5.38				
01:32:00	6.91	2	4.89				
01:34:00	6.36	2	4.37				
01:36:00	5.77	2	3.83				
01:38:00	5.16	2	3.31				
01:40:00	4.57	2	2.80				
01:42:00	4.08	2	2.38				
01:44:00	3.70	2	2.02				
01:46:00	3.31	2	1.61				
01:48:00	2.94	2	1.23				
01:50:00	2.64	2	1.01				

Quadro B.5: Variação do caudal na secção 4

t_i (min)	Q_i (m ³ /s)	Q_{inic}	ΔQ (m ³ /s)	t_i (min)	Q_i (m ³ /s)	Q_{inic}	ΔQ (m ³ /s)
00:00:00	5.03		0.02	01:52:00	6.02	2	3.63
00:02:00	5.30	11.25	0.05	01:54:00	5.51	2	3.33
00:04:00	5.12	49.5	-0.16	01:56:00	5.08	2	3.06
00:06:00	5.20	78	-0.12	01:58:00	4.69	2	2.79
00:08:00	5.22	99	-0.12	02:00:00	4.36	2	2.54
00:10:00	5.22	105.75	-0.09	02:02:00	4.08	2	2.29
00:12:00	5.25	104.25	-0.06	02:04:00	3.80	2	2.04
00:14:00	5.25	99	-35.92	02:06:00	3.55	2	1.81
00:16:00	8.08	90	-59.04	02:08:00	3.33	2	1.62
00:18:00	28.07	81	-39.81	02:10:00	3.14	2	1.46
00:20:00	61.09	73.5	-25.55	02:12:00	2.96	2	1.32
00:22:00	56.50	66	-31.89	02 14:00	2.78	2	1.15
00:24:00	59.99	57.75	-24.24	02:16:00	2.62	2	1.03
00:26:00	63.02	51	-15.21	02:18:00	2.48	2	0.89
00:28:00	62.79	42	-8.87	02:20:00	2.36	2	0.78
00:30:00	60.29	39	-4.63	02:22:00	2.26	2	0.68
00:32:00	57.33	35.25	-0.75	02:24:00	2.11	2	0.53
00:34:00	54.08	31.75	2.83				
00:36:00	50.63	27.25	5.29				
00:38:00	47.53	23.5	6.82				
00:40:00	44.34	21.75	7.40				
00:42:00	41.32	19	7.67				
00:44:00	38.67	17.2	8.35				
00:46:00	35.97	16.1	8.50				
00:48:00	33.30	13.8	8.12				
00:50:00	31.29	11.4	7.45				
00:52:00	30.24	10	7.71				
00:54:00	29.05	9.1	6.68				
00:56:00	28.00	8	6.56				
00:58:00	26.95	6	6.35				
01:00:00	25.94	4	6.27				
01:02:00	25.01	2	6.28				
01:04:00	24.07	2	6.21				
01:06:00	23.14	2	6.17				
01:08:00	22.22	2	6.17				
01:10:00	21.29	2	6.32				
01:12:00	20.39	2	6.37				
01:14:00	19.49	2	6.41				
01:16:00	18.56	2	6.42				
01:18:00	17.65	2	6.35				
01:20:00	16.85	2	6.28				
01:22:00	15.93	2	6.08				
01:24:00	15.11	2	5.89				
01:26:00	14.14	2	5.53				
01:28:00	13.58	2	5.54				
01:30:00	12.92	2	5.44				
01:32:00	12.30	2	5.38				
01:34:00	11.56	2	5.20				
01:36:00	10.96	2	5.20				
01:38:00	10.16	2	5.00				
01:40:00	9.36	2	4.78				
01:42:00	8.69	2	4.61				
01:44:00	8.20	2	4.50				
01:46:00	7.95	2	4.64				
01:48:00	7.04	2	4.10				
01:50:00	6.59	2	3.95				

Anexo C **MASSA ERODIDA/DEPOSITADA DAS 48 COMBINAÇÕES**

Neste anexo apresentam-se os resultados das 48 combinações relativos à massa erodida e depositada ao longo do vale.

Quadro C.1: Massa erodida/depositada das combinações com a fórmula de Yang

Distâncias	Massa (ton)					
	Yang - 1	Yang - 2	Yang - 3	Yang - 4	Yang - 5	Yang - 6
0.0	-427.1	-446.5	-422.2	-533.5	-403.7	-686.4
19.0	-2271.3	-1796.2	-1808.5	-1418.6	-1479.0	-1808.5
41.0	-1333.5	-1600.2	-1714.5	-235.9	-286.1	-1714.5
72.0	-915.1	-964.2	-811.8	-323.5	-332.8	-811.8
131.0	-376.0	-698.2	-327.8	423.7	420.7	-327.8
154.0	-752.0	-758.9	-853.0	414.2	413.7	-853.0
218.5	-701.8	-723.0	-815.4	517.2	516.3	-815.4
291.0	173.3	171.8	169.8	561.5	559.3	169.8
340.5	691.4	705.6	682.9	227.2	337.9	682.9
446.0	251.8	256.7	239.6	187.4	206.0	239.6
500.0	88.4	90.7	78.1	63.5	67.6	78.1
532.5	313.9	331.5	307.2	265.6	279.5	307.2
641.0	90.2	87.5	79.2	70.4	67.8	79.2
750.0	5.6	30.3	-20.4	-7.3	6.1	-20.4
816.0	-43.5	-11.1	-71.8	-45.8	-12.5	-71.8
878.5	58.9	63.6	47.3	49.0	53.3	47.3
921.5	406.1	432.9	402.1	374.3	399.9	402.1
961.5	38.3	79.9	35.4	20.4	67.4	35.4
1000.0	-81.7	51.6	-155.6	-139.7	4.4	-155.6
1055.0	-8.4	57.6	-49.0	-14.6	46.9	-49.0
1092.5	26.6	31.9	22.7	24.8	30.0	22.7
1152.5	22.4	33.1	4.4	18.9	29.6	4.4
1199.5	86.6	97.8	64.0	81.2	91.8	64.0
1206.0	-46.1	-15.9	-83.7	-46.8	-16.4	-83.7
1250.0	-327.2	-57.5	-454.8	-338.2	-73.8	-454.8
1305.5	143.3	151.9	167.7	137.4	139.9	167.7
1417.0	364.6	362.7	378.5	351.6	349.2	378.5
1500.0	792.6	828.5	796.4	757.9	798.0	796.4
1698.0	573.8	610.0	557.1	550.2	592.5	557.1
1750.0	151.8	178.2	129.6	150.7	172.4	129.6
1839.0	146.5	161.7	136.3	138.0	158.9	136.3
1844.0	-4.1	-1.1	-6.6	-4.2	-1.1	-6.6
1857.0	-25.3	-7.0	-47.4	-26.6	-7.0	-47.4
2000.0	468.1	509.2	428.2	445.4	499.1	428.2
2057.5	409.2	412.2	476.6	395.7	406.9	476.6
2094.5	645.7	635.6	660.8	628.7	629.2	660.8
2311.5	194.8	218.0	178.0	190.1	216.4	178.0

Quadro C.2: Massa erodida/depositada das combinações com a fórmula de Yang

Distâncias	Massa (ton)					
	Yang - 7	Yang - 8	Yang - 9	Yang - 10	Yang - 11	Yang - 12
0.0	-268.8	-219.6	-219.5	-479.9	295.0	-
19.0	-790.9	-847.7	-847.8	-2230.0	-8813.8	-
41.0	873.5	877.7	877.7	420.7	-237.6	-
72.0	142.6	144.9	144.9	-127.0	-26.4	-
131.0	417.8	417.2	417.7	381.2	375.1	-
154.0	409.1	409.7	409.4	413.2	488.2	-
218.5	474.4	475.0	474.8	471.3	588.0	-
291.0	333.5	368.0	366.1	364.7	452.7	-
340.5	-717.4	705.6	615.3	666.9	1014.5	-
446.0	254.8	236.7	251.6	250.6	327.4	-
500.0	102.6	97.4	103.0	101.6	88.0	-
532.5	299.9	292.3	298.5	298.8	281.0	-
641.0	102.7	102.5	105.1	104.5	105.8	-
750.0	54.9	52.9	54.6	53.7	51.4	-
816.0	8.8	8.4	8.8	8.7	9.1	-
878.5	78.3	76.5	78.6	78.1	80.2	-
921.5	373.2	371.9	375.5	375.2	385.2	-
961.5	82.8	110.5	99.2	101.7	117.6	-
1000.0	-133.3	108.4	65.9	73.5	114.4	-
1055.0	-62.7	73.3	44.5	73.6	81.4	-
1092.5	32.8	31.9	32.6	32.5	34.1	-
1152.5	58.1	57.3	57.8	57.9	61.5	-
1199.5	117.0	117.3	118.0	120.0	128.1	-
1206.0	5.1	9.5	-46.9	5.8	6.1	-
1250.0	-115.5	28.0	-62.5	23.1	31.6	-
1305.5	76.6	116.7	102.6	118.4	124.7	-
1417.0	298.2	293.9	303.4	304.6	319.8	-
1500.0	744.9	729.7	752.5	749.2	766.6	-
1698.0	579.4	581.7	552.5	592.0	606.2	-
1750.0	218.8	201.6	212.0	191.0	201.5	-
1839.0	159.8	160.9	159.7	151.8	157.8	-
1844.0	0.2	0.3	0.2	0.2	0.3	-
1857.0	15.2	15.3	14.9	15.1	16.5	-
2000.0	490.0	483.8	391.4	528.6	528.6	-
2057.5	378.9	377.1	379.4	393.6	393.6	-
2094.5	611.6	606.4	603.6	631.5	631.5	-
2311.5	220.4	218.8	220.4	226.5	226.5	-

Quadro C.3: Massa erodida/depositada das combinações com a fórmula de Ackers e White

Distâncias	Massa (ton)					
	A & W - 1	A & W - 2	A & W - 3	A & W - 4	A & W - 5	A & W - 6
0.0	356.0	356.0	357.0	-242.4	-242.3	-233.6
19.0	-3500.2	-3500.2	-3416.5	-1743.9	-1744.0	-1747.1
41.0	-2003.4	-2003.4	-2023.4	-775.2	-775.2	-779.6
72.0	-720.3	-720.3	-730.2	-319.3	-319.3	-320.1
131.0	-684.5	-684.5	-599.1	460.1	460.1	457.0
154.0	-607.7	-607.7	-670.7	396.9	396.9	396.7
218.5	-698.9	-698.9	-742.1	427.4	427.4	426.6
291.0	12.4	12.5	-2.5	325.1	332.3	314.1
340.5	404.7	395.8	361.9	-67.9	61.8	-271.5
446.0	132.8	145.4	123.9	48.5	56.1	42.9
500.0	44.5	44.0	38.1	20.6	19.2	13.8
532.5	203.6	208.5	204.2	153.6	149.2	156.2
641.0	34.0	36.4	26.8	17.1	20.5	9.4
750.0	21.9	43.3	3.5	-2.5	18.3	-22.8
816.0	-10.1	15.9	-31.5	-24.7	1.1	-46.3
878.5	25.2	29.9	18.7	12.6	16.4	4.5
921.5	663.3	667.7	684.1	558.5	562.9	579.1
961.5	18.3	48.7	19.3	10.0	42.5	11.8
1000.0	-113.8	27.2	-184.5	-137.8	-8.2	-217.7
1055.0	33.9	41.6	-105.9	-17.0	32.2	-49.7
1092.5	13.4	13.8	11.0	9.5	9.5	7.4
1152.5	15.4	20.5	2.7	1.2	6.2	-11.2
1199.5	57.1	62.9	46.3	40.2	46.3	27.5
1206.0	-44.8	-17.7	-75.6	-46.9	-23.3	-74.5
1250.0	-253.2	-80.5	-354.7	-256.1	-102.6	-376.8
1305.5	134.3	96.3	172.9	124.5	89.7	155.5
1417.0	250.2	227.0	302.3	236.7	209.6	273.1
1500.0	680.7	556.3	733.3	586.4	544.4	622.6
1698.0	872.4	676.0	913.1	716.0	563.6	751.9
1750.0	101.1	117.8	82.1	97.2	122.3	78.1
1839.0	357.0	365.9	362.0	338.0	328.4	341.1
1844.0	-2.2	0.0	-3.5	-2.3	-0.3	-3.6
1857.0	-20.1	0.3	-36.9	-20.9	-1.5	-37.7
2000.0	1055.2	1069.5	1078.7	1007.7	960.3	1029.3
2057.5	753.7	777.7	775.5	743.7	721.4	757.9
2094.5	910.8	913.7	935.9	878.6	903.3	895.0
2311.5	134.0	136.2	131.3	131.9	134.4	140.8

Quadro C.4: Massa erodida/depositada das combinações com a fórmula de Ackers e White

Distâncias	Massa (ton)					
	A & W - 7	A & W - 8	A & W - 9	A & W - 10	A & W - 11	A & W - 12
0.0	282.1	382.3	382.3	170.5	170.5	-
19.0	-1083.6	-1163.1	-1163.1	-2543.6	-2543.6	-
41.0	271.6	258.3	258.3	-213.8	-213.8	-
72.0	43.4	40.1	40.1	-243.9	-243.9	-
131.0	236.4	235.4	235.4	145.4	145.4	-
154.0	436.4	436.0	436.0	448.9	448.9	-
218.5	432.9	432.0	432.0	433.8	433.8	-
291.0	131.4	152.5	150.4	156.9	157.6	-
340.5	-926.1	494.8	417.2	469.3	508.8	-
446.0	141.0	123.3	141.5	139.4	125.3	-
500.0	47.3	43.3	47.3	46.8	43.8	-
532.5	197.6	184.8	195.6	196.6	186.8	-
641.0	31.1	29.5	31.1	30.8	29.7	-
750.0	21.8	21.0	21.6	21.4	21.0	-
816.0	8.4	8.1	8.4	8.4	8.2	-
878.5	29.9	28.1	30.1	30.2	28.6	-
921.5	483.0	476.4	482.4	482.5	477.4	-
961.5	53.2	74.0	68.8	70.1	74.4	-
1000.0	-141.7	82.7	68.5	47.7	82.6	-
1055.0	-124.3	65.3	33.3	61.3	65.1	-
1092.5	13.3	12.9	13.9	13.6	12.9	-
1152.5	19.8	20.3	20.8	20.7	20.1	-
1199.5	52.3	50.3	52.6	54.4	50.3	-
1206.0	-4.7	2.1	-75.7	-5.7	2.0	-
1250.0	-139.7	19.3	-92.0	19.2	19.2	-
1305.5	11.7	49.2	38.9	55.5	49.2	-
1417.0	174.4	163.1	170.9	171.2	163.1	-
1500.0	475.7	457.4	443.8	462.5	457.2	-
1698.0	540.2	560.1	556.0	559.8	560.1	-
1750.0	161.0	153.8	161.0	142.8	153.2	-
1839.0	308.9	304.6	309.4	319.2	303.8	-
1844.0	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	-
1857.0	7.5	7.9	7.5	7.3	7.8	-
2000.0	839.8	867.9	865.1	868.0	867.7	-
2057.5	665.2	661.5	644.2	662.1	661.6	-
2094.5	821.0	812.8	819.1	814.3	812.9	-
2311.5	168.5	157.4	168.2	157.6	157.5	-

Quadro C.5: Massa erodida/depositada das combinações com a fórmula de Meyer-Peter Müller

Distâncias	Massa (ton)					
	MPM - 1	MPM - 2	MPM - 3	MPM - 4	MPM - 5	MPM - 6
0.0	776.2	776.2	790.8	-249.4	-171.8	-532.1
19.0	-3054.0	-3054.0	-3011.4	-748.4	-610.5	-528.5
41.0	-1636.2	-1636.2	-1647.8	-447.4	-614.4	-424.3
72.0	-620.1	-620.1	-615.4	-117.8	-162.4	-86.2
131.0	-214.5	-214.5	-111.7	334.5	336.4	346.2
154.0	-691.7	-691.7	-762.6	240.8	240.1	240.6
218.5	-375.4	-375.4	-446.3	514.7	513.5	514.2
291.0	647.4	646.8	639.8	699.7	697.0	699.8
340.5	665.0	669.8	669.3	491.5	619.5	310.3
446.0	380.1	380.7	380.2	376.0	376.0	376.9
500.0	180.3	182.0	180.5	178.7	180.1	179.0
532.5	191.8	190.5	190.8	190.4	188.8	190.0
641.0	208.8	209.5	208.9	207.5	207.8	207.7
750.0	293.8	299.0	296.3	294.5	296.8	296.2
816.0	233.1	238.3	234.9	230.2	236.9	232.0
878.5	198.8	198.1	198.3	197.5	197.1	196.8
921.5	176.4	172.8	175.2	175.0	171.9	173.7
961.5	70.7	70.5	70.9	65.0	66.9	70.3
1000.0	120.8	120.8	122.2	48.7	81.8	-19.5
1055.0	65.0	66.0	64.9	23.7	49.6	-14.5
1092.5	83.0	83.0	82.4	83.8	82.8	83.6
1152.5	241.0	246.6	243.4	246.0	246.0	247.1
1199.5	183.9	183.3	185.3	183.3	182.8	184.6
1206.0	-9.9	2.0	-1.4	-9.2	3.0	-1.7
1250.0	95.6	75.2	94.7	37.0	64.2	-11.8
1305.5	106.9	102.5	101.4	99.8	101.2	100.5
1417.0	170.2	170.2	168.1	170.8	170.0	169.1
1500.0	424.0	424.9	421.3	424.8	424.3	422.4
1698.0	368.8	369.0	367.7	368.9	368.3	368.0
1750.0	199.8	199.6	199.6	199.8	199.3	199.7
1839.0	118.1	118.1	118.1	118.0	118.1	118.1
1844.0	3.4	3.6	3.7	3.4	3.6	3.7
1857.0	71.7	72.2	71.9	71.6	72.1	71.9
2000.0	409.1	409.3	409.0	408.8	408.7	409.1
2057.5	219.2	218.7	218.8	219.1	218.4	218.8
2094.5	386.2	385.5	385.7	386.0	385.2	385.7
2311.5	153.6	153.5	153.5	153.5	153.3	153.5

Quadro C.6: Massa erodida/depositada das combinações com a fórmula de Meyer-Peter Müller

Distâncias	Massa (ton)					
	MPM - 7	MPM - 8	MPM - 9	MPM - 10	MPM - 11	MPM - 12
0.0	700.8	756.4	756.4	574.4	574.4	-
19.0	-289.4	-340.7	-340.7	-1697.9	-1697.9	-
41.0	235.3	237.3	237.3	-247.6	-247.6	-
72.0	237.4	233.0	233.0	-73.8	-73.8	-
131.0	363.1	361.9	361.9	274.5	274.5	-
154.0	235.3	235.3	235.3	235.5	235.5	-
218.5	520.6	520.4	520.4	522.5	522.5	-
291.0	712.1	704.9	705.0	708.9	708.7	-
340.5	-740.3	661.5	632.2	666.7	666.2	-
446.0	375.9	349.3	374.2	368.5	350.7	-
500.0	177.5	180.2	177.5	180.0	180.7	-
532.5	189.3	199.3	188.7	191.1	199.7	-
641.0	207.0	207.1	200.7	207.4	207.6	-
750.0	294.0	281.9	264.9	291.3	282.5	-
816.0	228.5	231.1	228.0	234.1	231.5	-
878.5	197.3	195.7	197.5	197.9	196.0	-
921.5	173.1	180.4	172.5	174.5	180.6	-
961.5	60.9	73.7	71.1	71.4	73.8	-
1000.0	-119.7	121.8	121.2	121.3	121.9	-
1055.0	-65.7	66.3	38.4	64.2	66.4	-
1092.5	83.4	75.3	82.5	79.4	75.4	-
1152.5	245.7	220.2	244.6	239.0	220.4	-
1199.5	186.8	183.3	185.9	188.1	183.4	-
1206.0	1.2	22.7	-66.9	1.5	22.7	-
1250.0	-64.5	95.9	-2.6	102.9	96.0	-
1305.5	56.0	94.8	73.2	96.5	94.9	-
1417.0	166.3	170.6	165.0	166.1	170.7	-
1500.0	420.4	427.3	417.6	419.7	427.6	-
1698.0	367.7	370.7	365.7	366.8	371.0	-
1750.0	200.0	200.2	199.0	199.3	200.3	-
1839.0	118.2	117.5	117.9	117.8	117.5	-
1844.0	4.6	4.5	4.4	4.6	4.5	-
1857.0	71.4	70.1	71.6	71.2	70.2	-
2000.0	409.1	408.6	407.9	408.1	408.8	-
2057.5	218.8	219.8	217.9	218.4	219.9	-
2094.5	385.9	386.5	384.5	385.0	386.7	-
2311.5	153.5	153.7	153.1	153.3	153.8	-

Quadro C.7: Massa erodida/depositada das combinações com a fórmula de Engelund-Hansen

Distâncias	Massa (ton)					
	E & H - 1	E & H - 2	E & H - 3	E & H - 4	E & H - 5	E & H - 6
0.0	-1113.2	-1113.2	-1129.0	-2205.3	-1541.5	-1952.4
19.0	-4276.0	-4276.0	-3690.7	-3694.0	-3916.2	-3666.2
41.0	-1762.6	-1762.6	-1897.2	1381.3	1123.6	1217.8
72.0	-1673.0	-1673.0	-1486.2	-1085.2	-1085.5	-1062.6
131.0	730.8	730.8	704.6	1982.5	1908.3	1958.5
154.0	-0.8	-0.8	-31.0	869.7	856.8	854.2
218.5	-1262.7	-1262.7	-1595.2	520.7	491.8	493.0
291.0	-88.5	-91.6	-19.0	824.9	802.9	802.8
340.5	2269.5	2254.4	2258.1	1042.0	1136.1	898.4
446.0	567.5	554.4	551.4	299.7	290.0	283.1
500.0	143.5	125.1	135.4	94.8	80.2	91.3
532.5	562.8	567.5	561.9	423.0	418.5	420.1
641.0	178.9	157.0	173.7	118.5	98.6	117.7
750.0	120.9	89.4	105.1	55.5	33.4	49.1
816.0	1.7	-0.1	-17.4	-20.8	-11.7	-30.5
878.5	91.5	77.6	78.8	56.7	46.5	50.6
921.5	560.7	581.9	558.7	457.4	469.7	459.5
961.5	97.8	95.9	79.3	70.5	66.6	59.8
1000.0	67.8	90.9	80.2	-29.0	39.2	-88.3
1055.0	8.3	46.0	-85.2	-11.2	23.6	-162.1
1092.5	39.7	46.6	41.4	37.2	43.3	39.7
1152.5	134.9	132.9	129.3	129.8	124.1	123.7
1199.5	168.8	172.5	180.7	188.7	149.4	170.6
1206.0	-52.5	-20.4	-94.1	-53.9	-21.2	-67.7
1250.0	-162.9	-100.5	-223.4	-199.9	-98.1	-388.8
1305.5	291.4	232.9	348.5	240.2	202.3	288.4
1417.0	442.9	416.7	450.5	373.9	347.9	398.4
1500.0	911.4	926.9	921.6	793.4	790.7	832.6
1698.0	700.5	713.1	692.7	590.8	600.9	617.7
1750.0	145.6	140.5	129.9	171.3	164.6	172.4
1839.0	148.6	168.1	133.1	125.2	150.3	119.3
1844.0	-11.1	-3.7	-19.5	-11.1	-3.7	-19.5
1857.0	73.0	45.0	83.1	67.2	41.1	79.5
2000.0	699.9	697.8	697.7	578.1	583.3	608.4
2057.5	406.5	420.1	399.3	347.8	361.3	358.7
2094.5	604.7	628.9	598.3	546.8	568.1	560.2
2311.5	227.9	233.5	222.1	202.3	207.5	206.4

Quadro C.8: Massa erodida/depositada das combinações com a fórmula de Engelund-Hansen

Distâncias	Massa (ton)					
	E & H - 7	E & H - 8	E & H - 9	E & H - 10	E & H - 11	E & H - 12
0.0	-2106.5	-2362.8	-2362.8	-2612.4	-2612.4	-2590.3
19.0	-2364.6	-2082.9	-2082.9	-2454.1	-2454.1	-2480.9
41.0	1599.9	1561.7	1561.7	363.8	363.8	421.5
72.0	18.8	37.2	37.2	-163.5	-163.5	-172.4
131.0	1946.0	1961.5	1961.4	1589.2	1589.2	1577.9
154.0	888.1	885.9	885.9	873.1	873.1	868.2
218.5	215.0	209.4	209.4	296.1	296.1	285.7
291.0	58.1	89.8	87.4	108.5	105.9	77.5
340.5	204.5	1595.5	1521.6	1398.9	1443.4	801.6
446.0	435.6	439.5	440.8	459.5	454.3	455.1
500.0	110.2	115.8	111.9	120.1	118.6	120.2
532.5	508.8	497.1	512.6	513.0	505.0	520.2
641.0	144.5	142.1	143.9	145.3	144.1	146.3
750.0	101.1	97.6	98.5	99.7	98.8	100.1
816.0	17.7	17.4	16.8	17.4	17.2	16.2
878.5	85.4	83.3	86.8	85.4	84.2	88.8
921.5	491.6	485.0	493.9	497.9	490.5	500.6
961.5	70.1	127.2	7.8	98.3	128.4	-17.0
1000.0	-82.3	136.1	87.2	104.2	136.6	-1163.3
1055.0	-134.2	68.5	-352.9	28.7	68.6	-332.7
1092.5	43.6	43.0	42.3	34.3	43.0	42.9
1152.5	132.4	134.4	130.2	142.3	134.4	127.9
1199.5	199.3	186.2	178.2	190.5	187.5	195.6
1206.0	-10.7	-42.6	-42.4	-34.3	-43.6	-37.6
1250.0	-289.1	35.0	-253.2	-87.2	34.8	-395.6
1305.5	226.1	168.6	312.1	281.6	169.5	96.1
1417.0	319.6	306.7	335.3	329.7	308.2	265.1
1500.0	745.9	722.3	761.0	754.1	725.0	673.1
1698.0	577.0	572.3	569.8	592.3	574.2	551.0
1750.0	214.7	161.2	174.5	169.4	161.6	210.0
1839.0	144.6	146.4	140.0	150.1	146.6	82.2
1844.0	-1.1	0.4	-10.5	-1.1	0.4	-10.5
1857.0	55.5	52.7	68.0	55.2	52.7	67.8
2000.0	549.9	578.6	578.1	588.6	579.6	561.1
2057.5	342.4	343.1	346.3	349.2	344.0	343.6
2094.5	546.4	540.5	497.5	547.2	541.6	508.9
2311.5	202.2	200.4	202.1	202.6	200.8	202.8

Anexo D ERRO ABSOLUTO E PERFIL LONGITUDINAL DO LEITO

Neste anexo apresentam-se o erro absoluto e o perfil longitudinal do leito relativos às melhores simulações obtidas pelas fórmulas de Ackers e White, Meyer-Peter Müller e Engelund-Hansen.

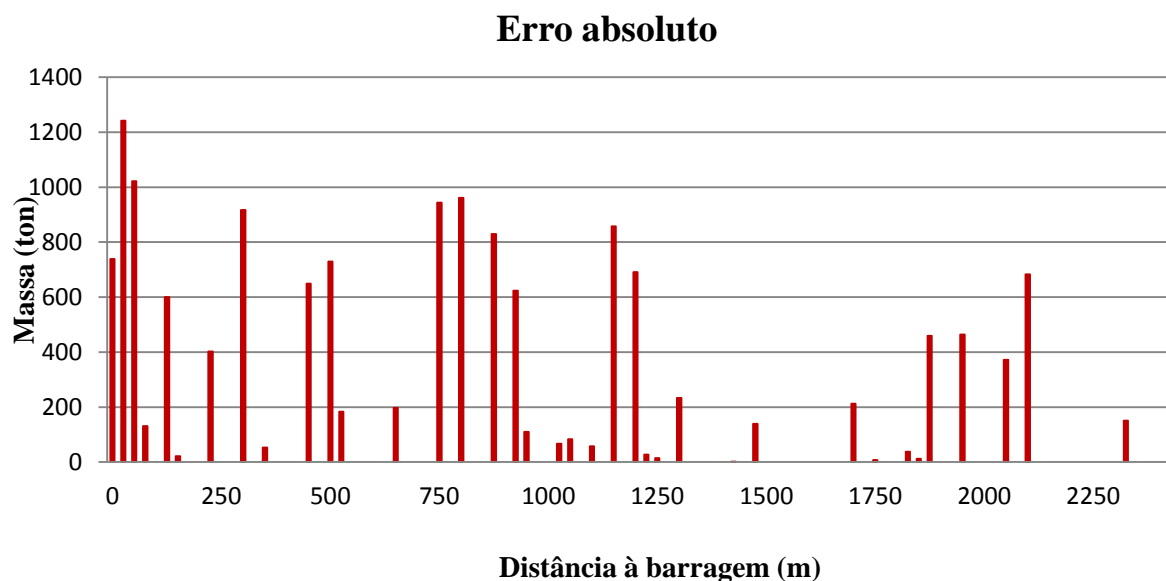


Figura D.1: Erro absoluto da solução obtida pela fórmula de Ackers e White

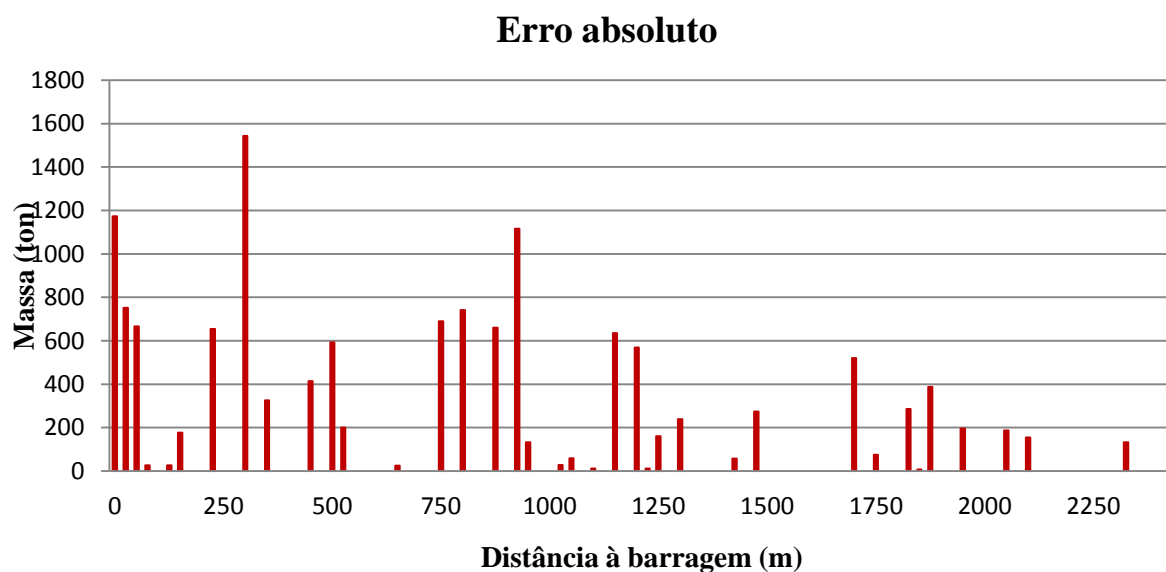


Figura D.2: Erro absoluto da solução obtida pela fórmula de Meyer-Peter Müller

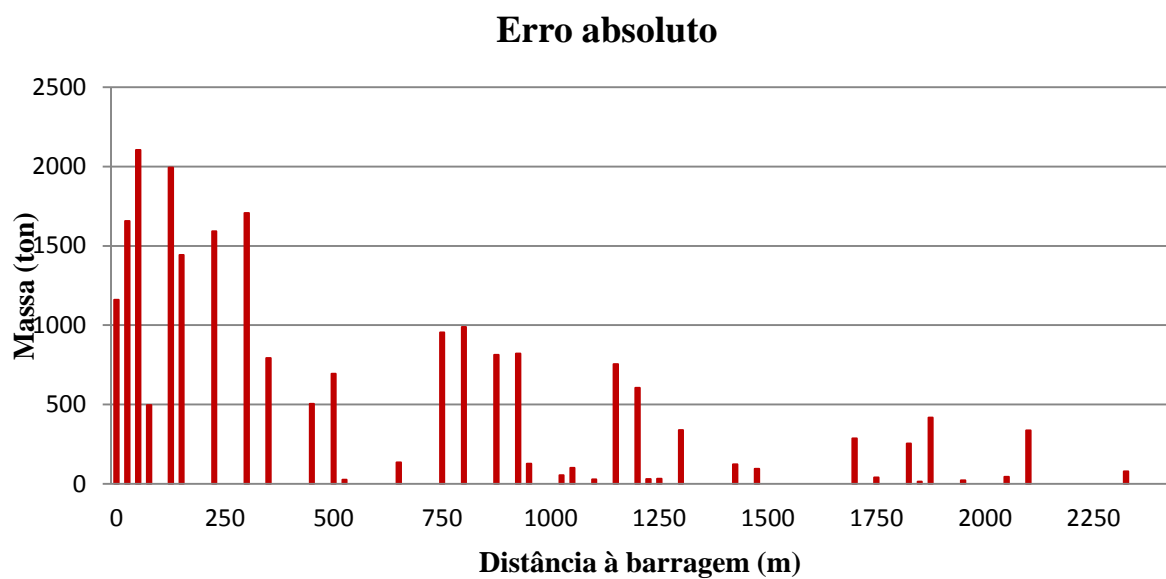


Figura D. 3: Erro absoluto da solução obtida pela fórmula de Engelund-Hansen

Apresentam-se seguidamente os perfis longitudinais do leito obtidos, respetivos às restantes fórmulas de transporte sólido utilizadas.

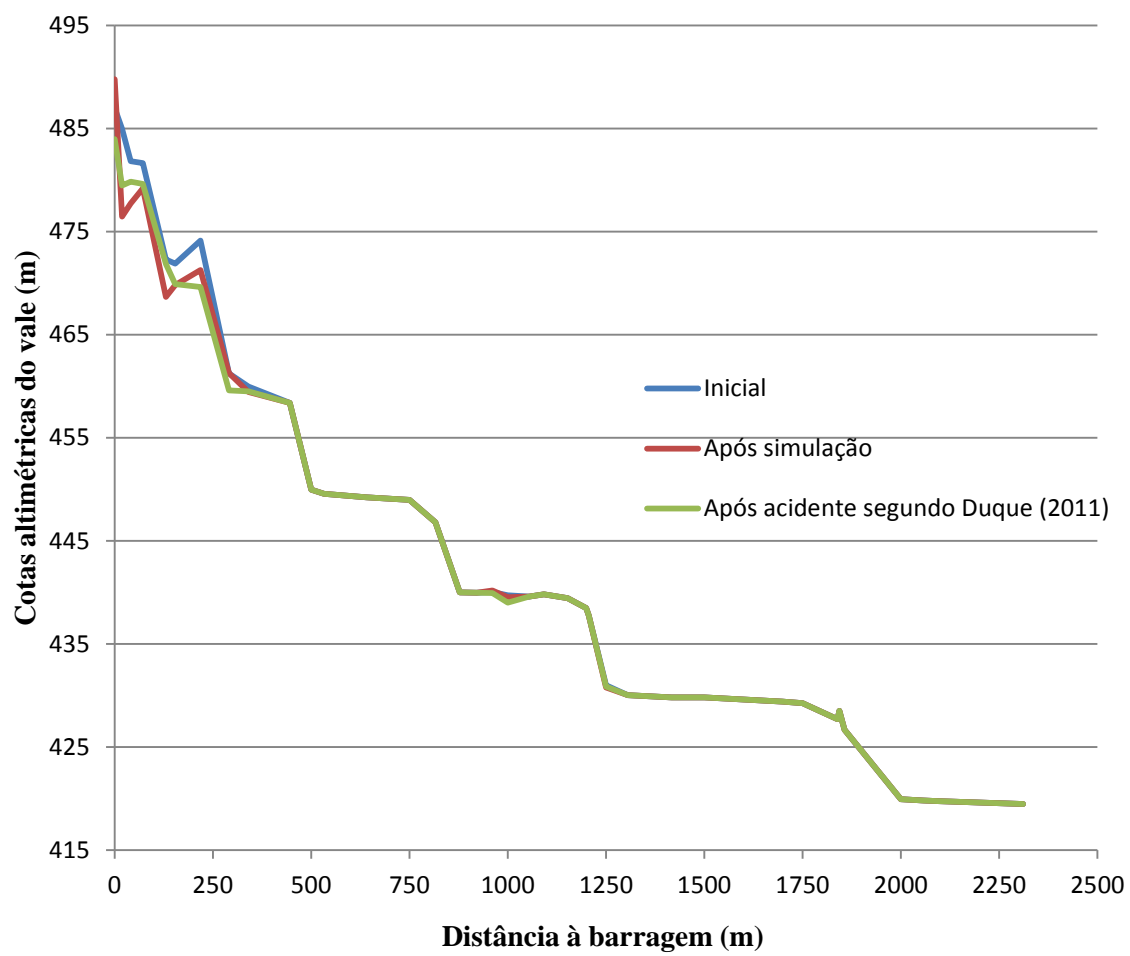


Figura D.4: Comparação da altimetria do leito do vale, antes e após a simulação com a fórmula de Ackers e White, com os dados apresentados em Duque (2011)

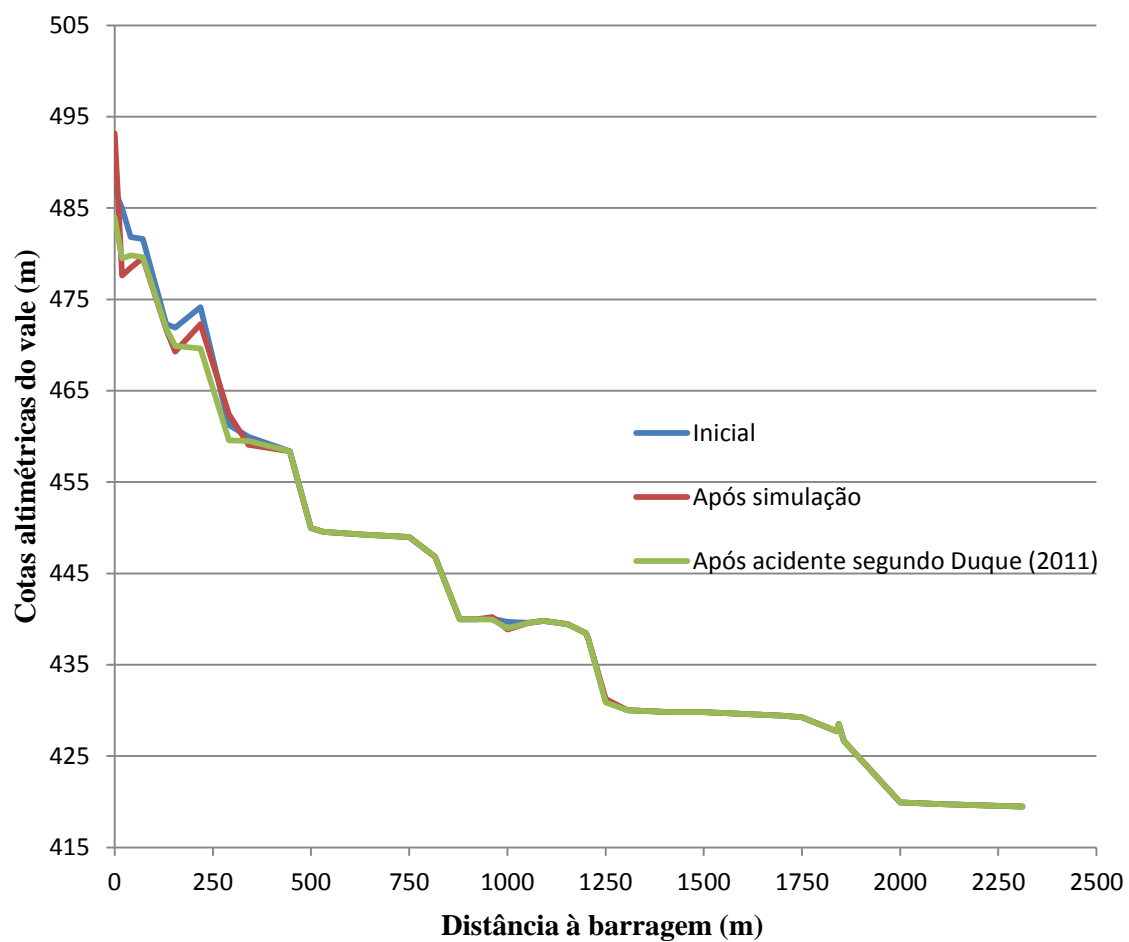


Figura D.5: Comparação da altimetria do leito do vale, antes e após a simulação com a fórmula de Meyer-Peter Müller, com os dados apresentados em Duque (2011)

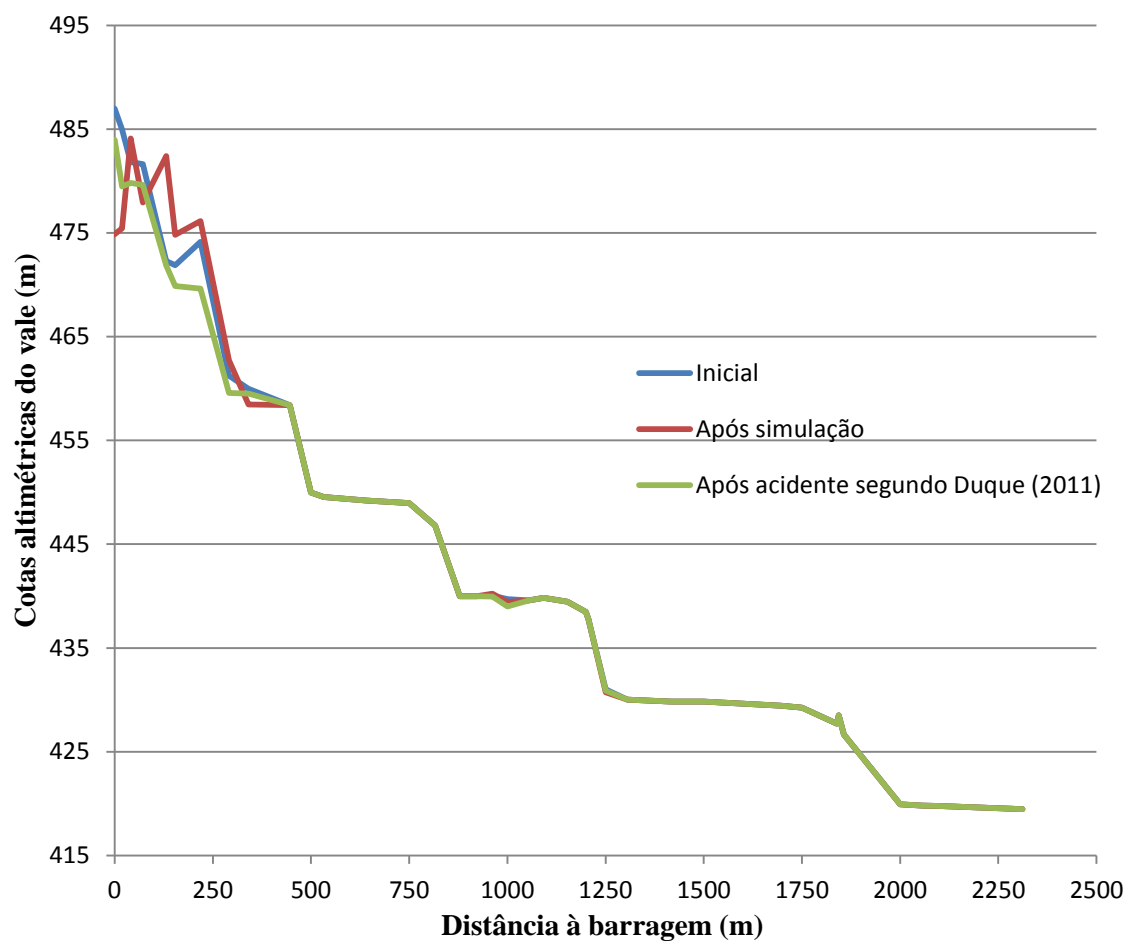


Figura D.6: Comparação da altimetria do leito do vale, antes e após a simulação com a fórmula de Engelund-Hansen, com os dados apresentados em Duque (2011)